

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE
Faculté de génie
Département de génie civil

Impact du taux d'amortissement visqueux
élastique des ponts routiers sur les résultats
d'analyses sismiques linéaires et non linéaires

Mémoire de maîtrise
Spécialité : génie civil

Xavier ROBERT-VEILLETTE

Jury : Nathalie ROY (directrice)
Jean PROULX (codirecteur)
Pierre LABOSSIERE
Nikolay VELEV



Library and Archives
Canada

Published Heritage
Branch

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque et
Archives Canada

Direction du
Patrimoine de l'édition

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

ISBN: 978-0-494-96265-7

Our file Notre référence

ISBN: 978-0-494-96265-7

NOTICE:

The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

AVIS:

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protègent cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

Canada

RÉSUMÉ

Les événements sismiques ont une période de récurrence assez faible, mais, lorsqu'ils surviennent, ils peuvent affecter grandement l'intégrité des structures de génie civil et la sécurité des gens qui les utilisent. Beaucoup de recherche se fait présentement à travers le monde dans le domaine du génie parasismique dans le but de limiter les dommages aux structures dans le cas de l'avènement d'un événement sismique. Les normes de dimensionnement des ponts comprennent de plus en plus de spécifications à cet effet. Pour faire évoluer les normes, il est essentiel d'améliorer la compréhension du comportement des ouvrages soumis à des charges dynamiques.

Plusieurs méthodes d'analyse sont recommandées dans la norme canadienne de conception des ponts pour tenter de prédire le comportement des ponts. Il y a entre autres la méthode unimodale, la méthode statique non linéaire (du spectre de capacité) et l'analyse dynamique temporelle. Une propriété importante des structures qui doit être intégrée dans chacune de ces méthodes est l'amortissement. Toutes les structures dissipent de l'énergie sous forme d'amortissement lorsqu'elles subissent un séisme. Cet amortissement est très souvent mal caractérisé dans les modèles d'éléments finis utilisés pour prédire la réponse des ponts à une excitation dynamique.

Lorsqu'une structure évolue dans son domaine linéaire, on représente l'amortissement réel par un amortissement visqueux (qui est proportionnel à la vitesse), appelé amortissement élastique. Une valeur de 5 % de l'amortissement critique est intégrée dans les spectres d'aléa sismique qui sont fournis par la Commission géologique du Canada et utilisés lors du dimensionnement parasismique. Toutefois, selon des mesures effectuées par différents chercheurs, cette valeur d'amortissement serait trop élevée dans le cas des ponts.

L'objectif principal de ce projet de recherche est d'évaluer l'influence du taux d'amortissement visqueux élastique des ponts sur les résultats de différents types d'analyses sismiques par le biais d'une étude de cas. Pour ce faire, la caractérisation dynamique d'un pont en béton armé situé à Lennoxville (Québec) a été effectuée à l'aide d'essais sous vibrations ambiantes et forcées. Des taux d'amortissement variant entre 0,7 % et 2,4 % ont été mesurés, ce qui est inférieur à la valeur communément utilisée de 5 %. Un modèle numérique de la structure utilisant le logiciel Opensees a ensuite été calibré en fonction des résultats de ces essais. Trois méthodes d'analyse sismique ont été utilisées pour comparer la réponse du pont à l'étude à différents tremblements de terre, en variant le taux d'amortissement visqueux élastique entre 1 % et 5 %. Plusieurs autres paramètres ont également été variés dans les analyses. Les résultats permettent de conclure que le choix du taux d'amortissement élastique peut avoir une influence importante sur les déplacements subis par la structure. Par exemple, si on prend en compte un taux d'amortissement de 1 % au lieu de 5 %, on observe une augmentation moyenne des déplacements maximums pouvant varier entre 30 % et 65 %, selon la période de vibration fondamentale de la structure.

Mots-clés : amortissement, essais dynamiques, génie parasismique, modélisation, pont

REMERCIEMENTS

La présente recherche a été dirigée par les professeurs Nathalie Roy et Jean Proulx que je remercie grandement pour leurs conseils et leur support qui a été constant tout au long de ma maîtrise. Merci aussi au Ministère des Transports du Québec et à la firme exp qui nous ont fourni les plans du pont à Lennoxville et qui ont rendu possible la tenue d'essais de vibrations in situ. Je veux également souligner l'aide essentielle de Mathieu Boutin, Louis Landry-Michaud et de messieurs Jeason Desmarais et Claude Aubé, sans qui la réalisation des essais aurait été impossible.

Merci aussi au Fonds québécois de la recherche sur la nature et les technologies (FQRNT), au Ministère des Transports du Québec et au Conseil de recherche en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG) pour leur soutien financier.

Finalement, j'aimerais remercier particulièrement Diem ainsi que tous mes parents et amis pour leur support moral qui m'a été extrêmement bénéfique.

TABLE DES MATIÈRES

1	INTRODUCTION	1
1.1	Mise en contexte	1
1.2	Objectifs	2
1.3	Méthodologie	3
1.4	Plan du document	4
2	REVUE DE LA LITTÉRATURE	5
2.1	Dommages aux ponts lors d'événements sismiques	5
2.2	Dimensionnement parasismique : approche performantielle	6
2.3	Méthodes d'analyse sismique des structures	8
2.3.1	Méthode unimodale linéaire	8
2.3.2	Méthode statique non linéaire (du spectre de capacité)	9
2.3.3	Méthode du coefficient de déplacement	16
2.3.4	Méthode dynamique temporelle	16
2.4	L'amortissement dans les structures	17
2.4.1	Amortissement visqueux élastique	17
2.4.2	Amortissement hystérétique	20
2.4.3	Amortissement visqueux équivalent	21
2.5	Caractérisation par essais de vibration in situ	22
3	MODÉLISATION D'UN VIADUC À DEUX TRAVÉES	27
3.1	Modélisation des ponts	27
3.1.1	Hypothèses de modélisation	27
3.1.2	Prise en compte de la non linéarité	28
3.2	Présentation du pont à l'étude	29
3.3	Modélisation du pont à l'étude	31
3.3.1	Modélisation du tablier	31
3.3.2	Modélisation de la pile	32
3.3.3	Éléments supplémentaires présents dans le modèle dynamique complet	35
4	ESSAIS DE VIBRATION ET CALIBRATION DU MODÈLE	43
4.1	Essai sous vibrations ambiantes	43
4.2	Essai sous vibrations forcées	47
4.3	Calibration du modèle et analyse modale	53
5	ANALYSES	59
5.1	Cas étudiés	59
5.2	Spectres de dimensionnement considérés pour les analyses statiques	61
5.3	Application des méthodes d'analyse	62
5.3.1	Méthode unimodale linéaire	62
5.3.2	Méthode statique non linéaire	64

5.3.3	Méthode dynamique	69
6	RÉSULTATS ET DISCUSSION	73
6.1	Comparaison des méthodes	73
6.1.1	Direction longitudinale	73
6.1.2	Direction transversale	77
6.1.3	Discussion des résultats	81
6.2	Impact du taux d'amortissement élastique	83
6.2.1	Direction longitudinale	83
6.2.2	Direction transversale	90
6.2.3	Variabilité des résultats des analyses dynamiques	96
6.2.4	Discussion des résultats	97
7	CONCLUSION	105
7.1	Résumé et conclusions	105
7.2	Recommandations	108
	LISTE DES RÉFÉRENCES	109

LISTE DES FIGURES

2.1	Exemple d'un patron de chargement uniforme	10
2.2	Exemple de calcul du facteur R	13
2.3	Illustration de l'effet de l'amortissement sur la réponse d'un système	17
2.4	Illustration de la réponse d'un système (déplacement en fonction du temps) dont l'amortissement est égal à l'amortissement critique	18
2.5	Amortissement de Rayleigh en fonction de la fréquence de vibration pour différents taux d'amortissement prescrits à $\omega_i = 2,13 \text{ Hz}$ et $\omega_j = 8,00 \text{ Hz}$.	20
2.6	Rigidité équivalente pour la structure substitut	21
3.1	Pont de la route 108 à Lennoxville (Québec)	30
3.2	Vue des poutres composant le tablier du pont et des appuis en élastomère confiné aux culées	30
3.3	Schéma général du pont de la route 108 à Lennoxville (Québec) : vue de côté et vue de la pile (m)	30
3.4	Représentation du pont en grillage de poutres	32
3.5	Section type d'un poteau	33
3.6	Courbes contrainte-déformation du béton des poteaux pour différents confi- nements	34
3.7	Courbe contrainte-déformation de l'acier d'armature des poteaux	34
3.8	Modèle de la fondation de la pile	37
3.9	Modèle des culées dans la direction longitudinale	39
3.10	Courbe contrainte-glissement des barres d'armature du modèle	40
3.11	Exemple de courbe de capacité avec et sans glissement des barres pour le pont à l'étude	41
4.1	Capteurs utilisés (directions verticale et transversale)	45
4.2	Configuration des capteurs pour l'essai sous vibrations ambiantes (mm) . .	45
4.3	Valeurs singulières des matrices de densité spectrales dans la direction ver- ticale	46
4.4	Valeurs singulières des matrices de densité spectrales dans la direction trans- versale	46
4.5	Essai sous vibrations forcées	48
4.6	Excitateur ELECTRO-SEIS APS-400 dans la position transversale	49
4.7	Configuration des capteurs pour l'essai sous vibrations forcées (mm)	50
4.8	Amplitude en fonction de la fréquence pour la direction verticale	51
4.9	Amplitude en fonction de la fréquence pour la direction transversale	52
4.10	Comparaison fréquences de vibration du modèle Opensees et des fréquences mesurées par l'essai sous vibrations ambiantes	56
4.11	Comparaison des modes et fréquences de vibration obtenus du modèle nu- mérique et de l'essai sous vibrations ambiantes	57
5.1	Spectres d'aléa sismique utilisés (avec $\xi=5 \%$)	61

5.2	Facteurs de correction des spectres (R) en fonction de la période et de l'amortissement élastique	63
5.3	Relation moment-courbure des poteaux - direction longitudinale	64
5.4	Bilinéarisation de la courbe de capacité du pont (L/D=4,1)	67
5.5	Superposition des courbes - facteurs d'Atkinson et Pierre, intensité 1 (L/D=4,1)	68
6.1	Résultats de chaque méthode d'analyse en fonction de ξ pour L/D=4,1 - direction longitudinale	74
6.2	Résultats de chaque méthode d'analyse en fonction de ξ pour L/D=6,0 - direction longitudinale	75
6.3	Résultats de chaque méthode d'analyse en fonction de ξ pour L/D=8,0 - direction longitudinale	76
6.4	Résultats de chaque méthode d'analyse en fonction de ξ pour L/D=4,1 - direction transversale	78
6.5	Résultats de chaque méthode d'analyse en fonction de ξ pour L/D=6,0 - direction transversale	79
6.6	Résultats de chaque méthode d'analyse en fonction de ξ pour L/D=8,0 - direction transversale	80
6.7	Effet de l'amortissement par rapport à $\xi = 5\%$ - UL - direction longitudinale	84
6.8	Effet de l'amortissement par rapport à $\xi = 5\%$ - SNL - direction longitudinale	85
6.9	Effet de l'amortissement par rapport à $\xi = 5\%$ - DS1 - direction longitudinale	86
6.10	Effet de l'amortissement par rapport à $\xi = 5\%$ - DS2 - direction longitudinale	87
6.11	Effet de l'amortissement par rapport à $\xi = 5\%$ - DC1 - direction longitudinale	88
6.12	Effet de l'amortissement par rapport à $\xi = 5\%$ - DC2 - direction longitudinale	89
6.13	Effet de l'amortissement par rapport à $\xi = 5\%$ - UL - direction transversale	90
6.14	Effet de l'amortissement par rapport à $\xi = 5\%$ - SNL - direction transversale	91
6.15	Effet de l'amortissement par rapport à $\xi = 5\%$ - DS1 - direction transversale	92
6.16	Effet de l'amortissement par rapport à $\xi = 5\%$ - DS2 - direction transversale	93
6.17	Effet de l'amortissement par rapport à $\xi = 5\%$ - DC1 - direction transversale	94
6.18	Effet de l'amortissement par rapport à $\xi = 5\%$ - DC2 - direction transversale	95
6.19	Exemple du spectre d'accélération d'un des accélérogrammes utilisés pour $\xi=1\%$ et $\xi=5\%$	97
6.20	Ratios des déplacements moyens obtenus des analyses UL EC8, SNL EC8 et DS pour différentes valeurs de ξ en fonction de la période	101
6.21	Ratios des déplacements moyens obtenus des analyses UL A-P, SNL A-P et DS pour différentes valeurs de ξ en fonction de la période	102
6.22	Comparaison de l'effet moyen de l'amortissement par rapport à $\xi = 5\%$ - modèle DS vs modèle DC - direction transversale	103

LISTE DES TABLEAUX

3.1	Propriétés équivalentes d'un sous-espace élastique	36
3.2	Rayon équivalent pour une semelle rectangulaire	36
3.3	Propriétés du système ressorts-amortisseurs qui représente la fondation de la pile (pour un poteau)	36
3.4	Propriétés du sol (type II)	36
3.5	Loi de comportement élasto-plastique des culées	38
3.6	Propriétés du système ressorts-amortisseurs qui représente la fondation d'une culée	38
4.1	Conditions météorologiques durant l'essai sous vibrations ambiantes du 12 avril 2012	44
4.2	Résultats de l'essai sous vibrations ambiantes	47
4.3	Conditions météorologiques durant l'essai sous vibrations forcées du 25 juillet 2012	47
4.4	Comparaison des résultats des essais de vibration	53
4.5	Comparaison des déformées modales calculées et mesurées à l'aide de la valeur du Modal Assurance Criterion	55
5.1	Résumé des cas étudiés	60
5.2	Période fondamentale de la structure selon le rapport L/D des poteaux et la direction du chargement	69
5.3	Plage de période considérée pour l'ajustement des séismes selon le rapport L/D des poteaux et la direction du chargement	69

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 Mise en contexte

Le transport joue un rôle clé dans l'activité économique de la province de Québec. Cependant, 75 % des 9000 ponts et viaducs provinciaux et municipaux du Québec ont été construits avant 1980 [47]. Plusieurs de ces ponts sont dans un état de détérioration avancée. En 2011, seulement 68 % des structures du réseau routier supérieur (comprenant les autoroutes, les routes nationales, régionales et collectrices) étaient considérées en bon état par le ministère des Transports du Québec [24]. Le plan stratégique du ministère vise l'augmentation de ce nombre de structures à 80 % d'ici l'an 2022. Cela se traduira par des investissements importants dans les prochaines années pour la restauration et la reconstruction de centaines de ponts et viaducs du Québec.

Cette situation n'est pas unique au Québec et les ingénieurs de partout dans le monde sont appelés à concevoir des ponts et viaducs durables et sécuritaires. Pour ce faire, des normes sont mises à leur disposition. Ces dernières sont en constante évolution en fonction des dernières découvertes scientifiques à propos de l'analyse et du comportement des ponts. Deux domaines de recherche importants à cet effet sont l'analyse de la réponse des ponts aux séismes et le dimensionnement parasismique.

Selon les normes en vigueur au Canada et ailleurs dans le monde, les structures doivent être dimensionnées de façon à résister à un niveau sismique donné, qui est déterminé en fonction de la localisation géographique et du niveau d'importance de la structure pour la sécurité civile.

Au Canada, dans le cas des ponts et viaducs, la détermination des charges sismiques à prendre en compte pour le dimensionnement de la plupart des structures se fait le plus souvent à partir de spectres d'aléa sismique uniformisés, proposés par la Commission géologique du Canada. Ces spectres donnent l'accélération maximale qui peut être subie par la structure en fonction de sa localisation géographique, de sa période fondamentale de vibration et d'une période de récurrence sismique donnée. Les valeurs d'accélération spectrales sont utilisées dans des analyses statiques équivalentes qui permettent d'approximer

l'effet des séismes sur les structures. Le comportement réel est toutefois beaucoup plus complexe et des analyses dynamiques permettent de mieux le représenter.

Dans le Code national du bâtiment du Canada [19] et dans la norme canadienne de conception des ponts [12], les spectres sont donnés en incluant un taux d'amortissement visqueux élastique inhérent au système linéaire de 5 %, supposé raisonnable pour la plupart des structures. Cet amortissement, présenté en pourcentage de l'amortissement critique, est une représentation mathématique idéalisée de la dissipation d'énergie qui survient, majoritairement par frottement, dans les structures soumises à des chargements dynamiques pour lesquels la structure évolue dans son domaine élastique.

La valeur de 5 % prise en compte dans la plupart des codes de conception peut être raisonnable pour certains bâtiments, mais semble trop élevée dans le cas des ponts selon des mesures de l'amortissement effectuées par Roy et al., 2010 [63] et confirmées par plusieurs autres auteurs ayant fait des essais dynamiques sur des ponts [9, 48, 56]. Les valeurs correctes pour les ponts se situeraient entre 1 et 3 %. Cette surestimation de l'amortissement pourrait avoir un impact assez important sur les déplacements et les efforts calculés lors des analyses sismiques [62]. Mentionnons que Krawinkler et Seneviratna, 1998 [40] ont signalé dans une publication qu'un taux d'amortissement de 2 % entraînait environ 15 à 25 % plus de déplacement qu'un taux de 5 % pour les bâtiments qu'ils ont étudiés.

1.2 Objectifs

En ayant pris conscience de la problématique, plusieurs objectifs sont visés par le présent projet de recherche. L'objectif principal est de déterminer l'influence du taux d'amortissement visqueux élastique sur les résultats d'analyses sismiques linéaires et non linéaires. En effet, il est intéressant de s'attarder au fait que la plupart des études, des livres et des normes de conception considèrent une valeur de 5 % comme taux d'amortissement visqueux élastique, alors que les valeurs mesurées sont plus faibles.

Cet objectif principal se divise en sous-objectifs qui suivent la méthodologie adoptée lors du déroulement du projet :

- Déterminer l'amortissement visqueux élastique réel d'un pont par essais sous vibrations ambiantes et forcées et comparer les résultats des deux méthodes ;
 - Réaliser un modèle numérique du pont et calibrer son comportement dynamique à l'aide des données de l'essai sous vibrations ambiantes ;
-

- Déterminer quel serait l'effet de l'utilisation d'un taux d'amortissement plus réaliste sur les déplacements et les efforts maximums subis par le pont lors d'un séisme ;
- Déterminer si le choix d'une méthode d'analyse plutôt qu'une autre a un effet sur l'impact du taux d'amortissement élastique sur les résultats ;
- Valider certains facteurs de correction des spectres sismiques proposés dans la littérature et servant à prendre en compte des valeurs du taux d'amortissement élastique différentes de 5 %.

Les études qui se sont attardées à l'impact d'un taux d'amortissement élastique différent de 5 % visaient principalement à développer des facteurs de correction des spectres de demande sismique pour un amortissement supérieur, dans le but de pouvoir considérer des amortisseurs sismiques ou de calculer un amortissement visqueux équivalent. Ainsi, l'impact d'un amortissement inférieur à 5 % n'a été évalué que dans très peu d'études, et dans tous les cas, cet effet était évalué seulement sur les changements dans l'accélération spectrale et non sur les changements dans la réponse dynamique (linéaire ou non linéaire). Cette recherche veut plutôt mettre l'accent sur l'effet de l'amortissement sur la réponse dynamique, où plusieurs paramètres entrent en relation et contribuent à la réponse du système (amortissement hystérétique, comportement plastique, etc.). Les résultats des analyses dynamiques seront comparés avec ceux provenant de méthodes d'analyse statiques qui utilisent des facteurs de correction des spectres de design existants dans la littérature.

1.3 Méthodologie

Un pont type a été choisi à Lennoxville (Québec) pour faire des essais de vibration in situ. Un essai sous vibrations ambiantes et un essai sous vibrations forcées ont été effectués sur la structure dans le but de comparer les résultats des deux types d'essai, de caractériser précisément le comportement dynamique du pont et d'estimer son taux d'amortissement élastique. Notons que peu d'études ont comparé les résultats des deux types d'essais jusqu'à maintenant.

Le pont a également été utilisé comme étude de cas pour les analyses numériques linéaires et non linéaires visant à quantifier l'effet de l'amortissement visqueux sur les résultats d'analyses sismiques (déplacements et efforts). Un modèle numérique tridimensionnel de la structure a été créé à l'aide du logiciel Opensees [45], qui permet une représentation très détaillée du comportement des structures dans le domaine non linéaire. La structure ne présente pas d'irrégularité géométrique particulière et peut donc être représentée par

un système à un seul degré de liberté, ce qui a permis d'appliquer des méthodes d'analyse statiques équivalentes et de comparer les résultats avec une méthode plus poussée (la méthode dynamique). Ainsi, les résultats obtenus par trois méthodes d'analyse (la méthode unimodale linéaire, la méthode statique non linéaire et la méthode dynamique) ont été comparés. Dans le cas de la méthode dynamique, deux types de modèles différents ont été utilisés : un modèle simplifié et un modèle plus complet qui comprend les interactions de la structure avec le sol, le glissement des barres aux joints et l'effet des appuis en élastomère confiné.

Lors des analyses numériques, en plus du taux d'amortissement visqueux élastique, plusieurs autres paramètres ont été variés afin d'étendre la portée de la recherche. Le rapport longueur/diamètre (L/D) des poteaux a été varié entre 4 et 8, ce qui donne une plage à l'intérieur de laquelle se retrouvent les élancements des poteaux de beaucoup de ponts. En faisant varier le rapport L/D et la direction du chargement (transversal ou longitudinal aux poutres), on obtient une gamme de périodes fondamentales différentes. Cela a permis de comparer les résultats pour différentes périodes fondamentales de vibration. Deux intensités sismiques ont également été utilisées dans les analyses afin de voir l'influence de ce paramètre.

1.4 Plan du document

Le chapitre deux présente une revue de la littérature relative à l'analyse parasismique des ponts et aux essais de vibration in situ. Dans les chapitres trois et quatre, le modèle numérique du pont à l'étude est détaillé et les résultats des essais dynamiques qui ont servi à calibrer le modèle et à obtenir une estimation de l'amortissement du pont sont présentés. Le chapitre cinq précise quant à lui les analyses qui ont été effectuées sur le pont étudié. Le chapitre six contient les résultats des différentes analyses ainsi qu'une discussion. Finalement, le chapitre sept conclut sur les hypothèses et les objectifs de recherche.

CHAPITRE 2

REVUE DE LA LITTÉRATURE

2.1 Dommages aux ponts lors d'événements sismiques

Les dommages observés sur les ponts qui ont subi un séisme résultent de trois phénomènes : des déplacements de la structure trop importants, des charges trop importantes et l'omission du comportement ductile de la structure lors du dimensionnement [60]. Les dommages sont souvent la conséquence de l'ancienne philosophie de design dite « élastique », qui est somme toute assez sommaire puisque le comportement plastique de la structure est alors complètement ignoré dans le processus de design.

Des déplacements du tablier trop importants ou des charges trop élevées peuvent entraîner plusieurs conséquences :

- Un effondrement des travées en raison d'une perte d'appui ;
- Un entrechoquement des différentes travées lors du séisme ;
- Une défaillance des poteaux qui ne peuvent pas résister à d'aussi grands déplacements et/ou efforts ;
- Une rupture au niveau des joints ;
- Une rotation des culées et une amplification des déplacements en raison de mouvements de sol.

C'est à ces problématiques et à ces dommages que la recherche en génie parasismique tente de trouver des solutions. Le dimensionnement élastique des ponts est maintenant remplacé par le dimensionnement à la capacité et le dimensionnement performantiel. Dans le cadre du développement de ces nouvelles méthodes de design, le présent projet tentera d'évaluer l'influence du taux d'amortissement visqueux élastique des ponts sur les principaux phénomènes qui causent des dommages structuraux, soit les déplacements du tablier et les efforts induits dans les poteaux de la pile.

2.2 Dimensionnement parasismique : approche performant-tielle

Les méthodes de dimensionnement parasismique ont grandement évolué dans les dernières décennies. Avant 1970, seules des méthodes basées sur une force sismique élastique maximale probable étaient utilisées. Par la suite, la méthode du dimensionnement à la capacité a été développée. Cette méthode propose de protéger certains éléments de la structure (les parties fragiles) en dimensionnant d'autres éléments pour qu'ils puissent se déformer de façon ductile. Ce fut un changement majeur dans les méthodes de dimensionnement parasismique.

Plus récemment est apparu le dimensionnement parasismique « à la performance », dont certaines notions sont incluses dans différents codes de calcul des ponts routiers, dont le code canadien [12]. Cette philosophie de design, apparue suite aux études effectuées après les séismes de San Fernando (1971) et de Northridge (1994), propose d'évaluer et de dimensionner les structures non pas seulement en fonction des critères de résistance et de ductilité habituels, mais également de façon à répondre à des critères de performance. Le dimensionnement est donc effectué de façon à répondre à des objectifs qui sont beaucoup plus larges que l'atteinte d'une résistance [6]. Un ouvrage pourrait bien résister à un séisme en étant très endommagé, ce qui engendre des coûts de réparation ou de reconstruction élevés. De façon à limiter ces coûts, on ajoute des critères de conception de façon à ce que la structure résiste, mais soit aussi capable d'assurer un niveau de performance donné après un séisme.

Les critères de performance sont établis à partir de l'importance de l'ouvrage et de la sévérité du séisme qu'il subit. Ainsi, dans le cas du code canadien, un ouvrage peut être qualifié de *pont de secours*, *pont d'urgence* ou *autre pont*. Pour chacune de ces catégories d'importance, l'objectif de performance peut être une utilisation immédiate (pour un séisme de faible intensité), un état opérationnel mais nécessitant des réparations (pour un séisme modéré) ou un état d'endommagement important sans effondrement (pour un séisme rare et sévère). Les critères utilisés par l'ingénieur pour assurer la performance peuvent être basés sur les déplacements de la structure, les contraintes, les déformations, ou sur d'autres indicateurs pertinents.

C'est dans cette optique de dimensionnement, de plus en plus largement adoptée, que s'inscrit cette recherche. Habituellement, un dimensionnement parasismique à la performance peut être basé sur deux approches : celle des forces ou celle des déplacements.

2.2. DIMENSIONNEMENT PARASISMIQUE : APPROCHE PERFORMANTIELLE 7

Dans la première, présentée comme la méthode traditionnelle, une analyse basée sur les forces est effectuée. La norme canadienne de conception des ponts s'inscrit dans cette approche et la méthode unimodale linéaire qui sera décrite plus loin (à la section 2.3.1) en fait également partie. La structure est dimensionnée pour que sa résistance ultime soit supérieure à celle d'une sollicitation qui est variable en fonction du critère de performance désiré. Plus le niveau de performance visé est élevé, plus la sollicitation sismique (la période de récurrence des séismes) utilisée pour faire le dimensionnement est élevée. Le dimensionnement commence en supposant la période naturelle de la structure et sa ductilité. La résistance et les déplacements sont déterminés par l'analyse. Si la résistance est supérieure aux efforts, le critère de performance est considéré comme atteint. Un tel dimensionnement utilise des forces réduites et des facteurs de ductilité pour tenir compte des effets non linéaires et cela résulte en un niveau de risque non uniforme. En effet, deux structures ayant été conçues avec les mêmes facteurs de réduction des forces peuvent être endommagées de façon très différente par un même séisme selon la façon dont elles ont été dimensionnées (selon le détail d'armature pour une structure en béton armé). En outre, le fait que le dimensionnement basé sur les forces utilise les propriétés élastiques de la structure comme indicateurs de performance repose sur des hypothèses d'une validité douteuse selon Priestley, 2000 [58]. En effet, pour ce type de dimensionnement, on utilise des facteurs de réduction (R) pour tenir compte de la ductilité et cela suppose que les déplacements d'un système linéaire et d'un système non linéaire sont égaux. On sait maintenant que c'est rarement le cas. De plus, le dimensionnement basé sur les forces suppose qu'un système structural en particulier peut automatiquement atteindre une ductilité donnée. Par exemple, la norme canadienne de conception des ponts suppose qu'un pont avec une pile à plusieurs poteaux peut automatiquement atteindre une ductilité de 5. Or, comme le mentionne Priestley, la ductilité d'un élément peut dépendre de beaucoup de facteurs (dont le chargement axial, le taux d'armature, la géométrie) et peut être beaucoup plus élevée que celle de la structure dans son ensemble. C'est pourquoi l'approche de dimensionnement basée sur les forces fait l'objet de beaucoup de critiques.

Dans la seconde approche, la performance voulue est plutôt associée aux déplacements et à la ductilité, des paramètres qui sont beaucoup plus adéquats pour représenter l'état d'endommagement d'une structure. Ces derniers sont donc fixés au début de l'analyse et le dimensionnement est effectué de façon à ce que la structure ne dépasse pas les déplacements visés. Cette approche caractérise la structure non pas par ses propriétés élastiques, mais plutôt par un système à un degré de liberté ayant une rigidité sécante et un amortissement visqueux équivalent [58]. Cette façon de faire, développée par Shibata et Sozen, 1976 [67] et appelée méthode de la structure substitut, considère de façon plus juste la non linéarité des

structures et résulte en un niveau de risque de design uniforme. Par contre, la simplification d'un système à un seul degré de liberté n'est pas toujours valide [40] ; il faut que la réponse soit dominée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode reste constante tout au long de la réponse. Le dimensionnement basé sur les déplacements est l'approche préconisée par la méthode du spectre de capacité (méthode statique non linéaire), qui fait l'objet de la section 2.3.2. Certaines normes américaines comme l'ATC-40 [2] et le FEMA-273 [31] ont déjà très bien intégré la méthode.

2.3 Méthodes d'analyse sismique des structures

Comme les charges sismiques sont de nature dynamique, une attention particulière doit leur être portée dans le dimensionnement des structures en génie civil. Plusieurs méthodes ont été développées pour analyser la réponse des structures aux séismes. Les principales sont présentées ici.

2.3.1 Méthode unimodale linéaire

La norme *CAN/CSA S6-06*, 2006 [12] propose une méthode facilement applicable pour l'analyse sismique des ponts. La méthode est linéaire, statique, et s'applique aux ponts pouvant être représentés par un seul degré de liberté. La norme considère qu'une structure peut se réduire à un degré de liberté si au moins 90 % de la masse totale est représentée dans le premier mode de vibration.

Le principe est d'appliquer une charge latérale distribuée, qui est statique et proportionnelle à la déformée du premier mode de vibration du pont dans la direction considérée. Les déplacements et les efforts créés par cette charge sont les valeurs maximales probables selon la norme.

Il s'agit d'une méthode qui est un peu plus poussée que la méthode de la charge uniforme. Cette dernière, également proposée par la norme canadienne de conception des ponts, est basée sur un patron de chargement qui est uniforme au lieu d'être proportionnel à la déformée du mode fondamental comme pour la méthode unimodale linéaire.

La valeur de la charge équivalente à appliquer est donnée par l'équation 2.1. La valeur du coefficient C_{sm} est spécifiée par la norme et correspond à l'accélération spectrale. Cette accélération dépend de la période de vibration du mode fondamental, de l'importance de la structure, du type de sol et de la localisation géographique.

$$p(x) = \frac{\beta C_{sm}}{\gamma} W(x) V_s(x) \quad (2.1)$$

où

$V_s(x)$ est le déplacement créé par une charge uniformément distribuée de 1 kN/m appliquée sur le tablier

$$\beta = \int W(x) V_s(x) dx$$

$$\gamma = \int W(x) V_s^2(x) dx$$

$W(x)$ est le poids du pont et

C_{sm} est le coefficient de réponse sismique élastique

Cette méthode est facile d'utilisation et est souvent appliquée en pratique pour l'analyse sismique des ponts réguliers. Cependant, la méthode ignore plusieurs phénomènes qui se produisent lors d'un séisme (le comportement non linéaire, l'interaction de plusieurs degrés de liberté si le premier mode comprend moins de 90 % de la masse modale, l'amortissement hystérétique, etc.) et elle se doit donc être assez conservatrice dans ses résultats pour justifier le fait d'ignorer ces aspects de la réponse dynamique.

2.3.2 Méthode statique non linéaire (du spectre de capacité)

La méthode du spectre de capacité a été développée en 1996 par le *Applied Technology Council* [2] pour estimer la demande en déplacement des structures. La méthode est statique, mais considère la non linéarité du comportement des matériaux.

Le principe est de tracer sur un même graphique (accélération en fonction du déplacement) la courbe de capacité d'une structure équivalente à un seul degré de liberté (selon la méthode de la structure substitut) et le spectre de demande sismique pour un amortissement équivalent comprenant l'amortissement visqueux élastique et l'amortissement hystérétique (voir section 2.4.3). Le déplacement maximal est donné par le point d'intersection des deux courbes. Un avantage de cette méthode est qu'elle utilise les spectres d'aléa sismique uniformisés proposés par la Commission géologique du Canada. Il n'est donc pas nécessaire de générer des accélérographes pour l'appliquer.

La courbe de capacité peut être obtenue à l'aide d'une analyse par poussée progressive. Ce type d'analyse détermine la relation qui existe entre le point de déplacement maximal d'une structure à un degré de liberté (ou approximée comme telle) et, typiquement, le cisaillement à la base de la structure. La relation est calculée en appliquant un patron de chargement sur la structure (sur le tablier ; voir figure 2.1) et en augmentant le chargement par petits incréments tout en calculant à chaque fois le déplacement causé par cette force.

Un exemple d'une courbe de capacité est montré à la figure 5.4. La méthode du spectre de capacité ne s'applique qu'à des structures qui peuvent être réduites à un seul degré de liberté. Ce sont les structures dont au moins 90 % de la masse modale est représentée dans le mode fondamental de vibration.

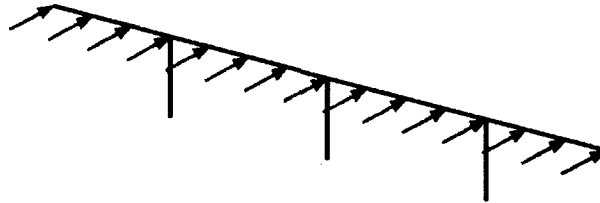


Figure 2.1 Exemple d'un patron de chargement uniforme
(tiré de Pinho et al., 2007 [57])

Lors d'une analyse par poussée progressive, le choix du patron de chargement est très important, car il représente la distribution des forces d'inertie [40]. Une des hypothèses de la méthode est donc que la distribution des forces d'inertie reste relativement constante tout au long de la réponse. Afin de vérifier que c'est le cas, on peut utiliser plus d'un patron de chargement pour comparer les résultats. Normalement, un patron qui est proportionnel à la déformée du premier mode donne de bons résultats pour des ponts simples et réguliers.

Il faut corriger plusieurs paramètres lors de l'application de cette méthode : la rigidité qui se dégrade lors de cycles inélastiques, les effets $P - \Delta$ et l'effet de l'accumulation des dommages en raison des cycles inélastiques. Finalement, il est clair que si les propriétés dynamiques de la structure changent lors d'un séisme, l'analyse par poussée progressive ne permet pas de détecter les mécanismes subséquents au premier qui se forme.

Il est à noter que des méthodes d'analyse par poussée progressive multimodales sont en développement pour application aux ponts irréguliers [16, 28, 35]. Cependant, ces méthodes sont beaucoup plus complexes à appliquer.

Utilisation de spectres inélastiques

Une variante de la méthode du spectre de capacité utilise des spectres de design inélastiques plutôt que le concept d'amortissement visqueux équivalent. Bertero, 1995 [7] a recommandé d'utiliser les spectres de réponses inélastiques comme spectres de demande de façon à éviter l'utilisation d'un amortissement visqueux équivalent, qui est un concept difficile à justifier théoriquement selon Krawinkler, 1995 [39]. L'opinion de Krawinkler, ici décrite par Fajfar, 1999 [30], est « qu'il n'y a pas de principe physique qui justifie la présence d'une

relation stable entre l'énergie hystérétique dissipée lors de l'excursion plastique maximale d'une structure et l'amortissement visqueux équivalent ».

Reinhorn, 1997 [61] a démontré qu'un spectre de demande inélastique en format accélération-déplacement pouvait être appliqué à la méthode du spectre de capacité. Les spectres inélastiques sont obtenus à partir des spectres de demande sismique élastiques (habituellement donnés pour un taux d'amortissement de 5 %) auxquels des facteurs de réduction de force (R) sont appliqués pour intégrer le comportement non linéaire de la structure. Il s'agit donc de spectres donnés pour des facteurs de ductilité constants. Suite à ces propositions, Fajfar, 1999 [30] a formalisé la méthode.

En bref, les étapes à suivre pour l'application de la méthode du spectre de capacité utilisant des spectres inélastiques sont les suivantes :

1. Obtenir la courbe du cisaillement à la base de la pile en fonction du déplacement en tête à l'aide d'un modèle non linéaire. Le patron de chargement utilisé pour obtenir cette courbe est important. On utilise souvent un patron proportionnel à la déformée du premier mode de vibration. Rappelons que la méthode s'applique uniquement lorsqu'au moins 90 % de la masse modale est incluse dans le mode fondamental.
2. Bilinéariser la courbe pour obtenir un comportement élasto-plastique.
3. Convertir la courbe bilinéarisée (la capacité) et le spectre de dimensionnement (la demande) en relation accélération-déplacement d'un système à un seul degré de liberté. Pour la courbe de capacité, la transformation se fait à l'aide des équations 2.2 et 2.3 où V est le cisaillement à la base, W est le poids, α est le coefficient de masse modale, u est le déplacement en tête, Γ est le facteur de participation modale et φ_p est l'amplitude du mode fondamental au sommet de l'appui. Pour la courbe de la demande, on utilise les équations 2.4 et 2.5, où S_{ae} est l'accélération spectrale élastique, R est le facteur de réduction pour tenir compte de la ductilité (d'abord supposé égal à 1), μ est la ductilité (d'abord supposée égale à 1) et T est la période de vibration. Cette dernière est déterminée par l'équation 2.6, où $m_T = \sum m_i \phi_i$ (m_i est la masse et ϕ_i l'amplitude du mode fondamental au point i), D_y est le déplacement à la plastification de la courbe bilinéarisée et f_y est la force à la plastification de la courbe bilinéarisée.
4. Superposer les deux courbes sur un même graphique.

5. Déterminer le facteur R tel que montré à la figure 2.2. Calculer la valeur de μ à l'aide d'une relation R - μ - T prédéfinie. Reprendre à l'étape 3 avec les bonnes valeurs de R et de μ .
6. Déterminer le point de fonctionnement du système (le croisement de la courbe de capacité et de la courbe de demande corrigée) ; déduire le déplacement et le cisaillement à la base à ce point et ajuster ces valeurs à celle d'un système à plusieurs degrés de liberté en multipliant par Γ .
7. Modifier les résultats pour tenir de l'accumulation des dommages à l'aide d'un facteur de correction considérant une ductilité cyclique équivalente [29].

$$S_{a \text{ cap.}} = \frac{V/W}{\alpha} \quad (2.2)$$

$$S_{d \text{ cap.}} = \frac{u}{\Gamma \varphi_p} \quad (2.3)$$

$$S_{a \text{ dem.}} = \frac{S_{ae}}{R} \quad (2.4)$$

$$S_{d \text{ dem.}} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_{a \text{ dem.}} \quad (2.5)$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m_T D_y}{f_y}} \quad (2.6)$$

La façon de bilinéariser la courbe de capacité de la structure (étape 2) est sujette à interprétation. La plupart des normes qui donnent des indications à cet égard (ATC-40 [2] et FEMA-440 [32]) recommandent d'utiliser une méthode énergétique selon laquelle l'aire sous la courbe bilinéarisée doit être égale à l'aire sous la courbe originale. Un critère supplémentaire est ajouté, soit que les deux courbes doivent se croiser à 60 % ou 75 % de V_y . La figure 5.4 montre un exemple de courbes bilinéarisées.

Par contre, ces façons de bilinéariser la courbe force-déplacement peuvent mener à des erreurs très élevées pour les systèmes dont la rigidité se dégrade rapidement (si on ne considère pas le raidissement en tension du béton, par exemple). De Luca et al., 2011 [23] ont constaté que pour ces systèmes, le fait de considérer la rigidité initiale a plus d'importance que le fait de balancer l'énergie sous la courbe originale et la courbe bilinéarisée. Ils

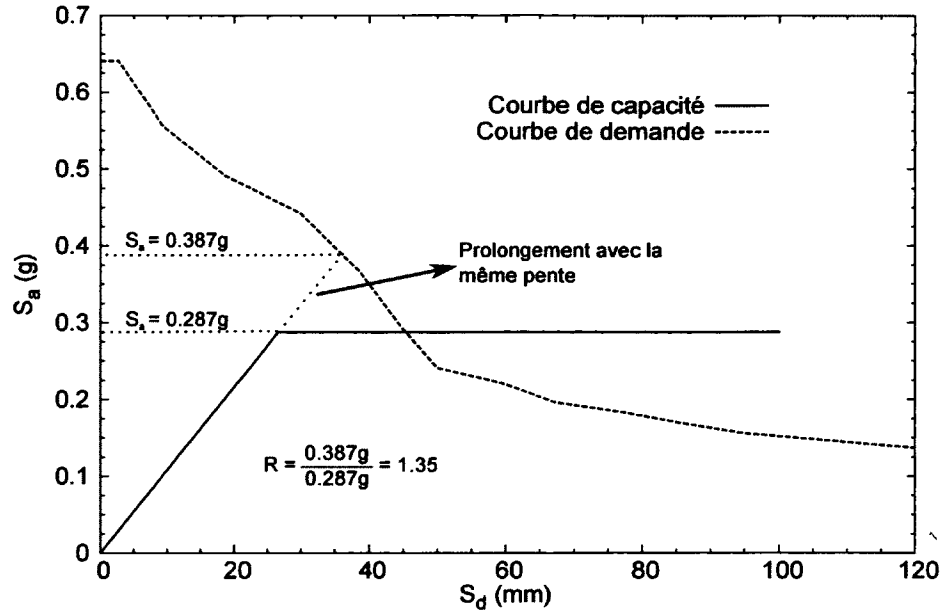


Figure 2.2 Exemple de calcul du facteur R

proposent une méthode appelée *10 % fit*, où la courbe bilinéarisée croise la courbe originale à 10 % du cisaillement à la plastification.

Une étude de Lin et al., 2004 [44] compare les résultats de deux versions de la méthode du spectre de capacité (celle qui utilise un amortissement visqueux équivalent et celle qui utilise des spectres de demande inélastiques) avec les résultats d'essais pseudo-dynamiques (utilisés comme référence) réalisés sur trois colonnes en béton armé. Trois niveaux de séisme différents ont été simulés. Avec le modèle d'amortissement équivalent de Kowalsky et al., 1994 [38], la méthode du spectre de capacité utilisant un amortissement visqueux équivalent sous-estime les déplacements de 11 % en moyenne. La méthode du spectre de capacité utilisant des spectres de design inélastiques sous-estime les déplacements de 6,6 % en moyenne et serait donc plus précise. C'est cette dernière qui sera utilisée pour les analyses statiques non linéaires du présent projet de recherche et elle sera nommée « méthode statique non linéaire » pour la suite de ce document. Pour avoir plus de détails sur la façon d'appliquer la méthode, le lecteur intéressé peut se référer à l'article de Fajfar, 1999 [30].

Adaptations de la méthode du spectre de capacité originale

L'ATC, dans la formulation de la méthode du spectre de capacité, propose d'utiliser la pseudo-accelération spectrale, S_a , lors du calcul de la courbe de demande sismique. La pseudo-accelération néglige la différence entre la période de vibration fondamentale non amortie et la période de vibration fondamentale amortie dans les calculs. Ces deux valeurs

de la période de vibration différent d'un facteur $\sqrt{1 - \xi^2}$, où ξ est le taux d'amortissement élastique (voir section 2.4.1). Lorsque ξ est faible, on néglige souvent son influence et le facteur vaut 1. Lin et Chang, 2003 [43] ont plutôt proposé d'utiliser l'accélération spectrale réelle, SA , qui considère la période amortie. La méthode semble donner des résultats probants, spécialement pour des systèmes où l'amortissement équivalent est de plus de 10 % et où la période naturelle est plus grande que 0,15 seconde. Par contre, Chopra et Lin, 2003 [17] ont par la suite souligné son manque de fondement théorique. Les lacunes viennent du fait que le diagramme de demande basé sur l'accélération réelle inclut une force d'amortissement alors que le diagramme de capacité est basé sur les propriétés statiques de la structure.

Dans un autre ordre d'idées, Casarotti et Pinho, 2007 [14] ont adapté la méthode du spectre de capacité dans le but de l'appliquer spécifiquement aux ponts. L'avantage des modifications est surtout présent pour l'analyse de ponts irréguliers (ponts avec biais, avec différence de hauteur de piles, etc.). La différence principale avec la méthode du spectre de capacité originale est que la courbe de capacité est calculée pas à pas en fonction du patron de déformation au temps $t_i - 1$. Donc, les quantités reliées au système à un degré de liberté varient à chaque « pas » de l'analyse, en fonction du patron de déformation du pont. Les résultats de la méthode pour plusieurs types de ponts ont été comparés avec ceux obtenus d'une analyse dynamique temporelle (*time-history analysis*). Le moment à la base est obtenu avec une grande précision. Par contre, les déplacements obtenus varient beaucoup et sont moins précis. De plus, la simplicité de la méthode du spectre de capacité, qui faisait son grand intérêt, est compromise.

Ces deux adaptations de la méthode du spectre de capacité originale ont été résumées ici pour des fins informatives, mais elles n'ont pas été utilisées dans le présent projet de recherche.

Limitations dans l'application aux ponts

Il convient ici de spécifier que les résultats de la méthode du spectre de capacité utilisant des spectres inélastiques (méthode statique non linéaire) sont sujets à beaucoup d'interprétation et d'incertitude. La méthode a été développée pour les bâtiments et elle a été somme toute assez peu appliquée aux ponts. Plusieurs auteurs mettent en garde sur son application systématique dans ce domaine. Plusieurs hypothèses doivent être faites pour l'application de la méthode et il est très difficile d'en évaluer la pertinence. Parmi les incertitudes, il y a :

- L'hypothèse que le comportement dynamique du pont est gouverné par le premier mode et que ce comportement ne change pas lorsque le pont passe dans le domaine inélastique ;
- Le choix d'une relation $R-\mu-T$ représentative ;
- Le choix de la méthode de bilinéarisation de la courbe de capacité (méthode énergétique, méthode *10 % fit*, etc.) ;
- L'accumulation des dommages qui est prise en compte par une ductilité cyclique équivalente approximative ;
- Le fait que l'écroûissage de la courbe de capacité est négligé.

Pinho et al., 2007 [57] ont comparé les résultats de la méthode du spectre de capacité avec ceux d'analyses dynamiques temporelles, utilisés comme référence, pour 12 ponts de configurations différentes. Ils ont obtenu des résultats très variables lors de l'application de différentes versions de la méthode. Selon les auteurs, la version de la méthode qui utilise des spectres inélastiques a tendance à sous-estimer la rigidité de la structure. Il est à noter que dans les modèles numériques, les auteurs ont utilisé un amortissement visqueux élastique de 2 % (et non pas de 5 % tel que rencontré habituellement dans la littérature).

Le même genre de résultats a été obtenu par Isakovic et Fischinger, 2006 [35] à partir de l'analyse de trois ponts avec différents niveaux d'irrégularité. Les auteurs mettent en garde contre l'influence que peuvent avoir les modes supérieurs dans la réponse des ponts, bien que pour les ponts réguliers, l'assimilation de la structure à un système à un seul degré de liberté soit valable. Ils soulignent aussi que l'idéalisation élasto-plastique de la courbe force-déplacement nécessaire pour l'application de la méthode peut entraîner une surestimation des déplacements en ne tenant pas compte de l'écroûissage.

On peut en conclure que les résultats de la méthode statique non linéaire peuvent comprendre une marge d'erreur plus ou moins importante. Même si beaucoup d'hypothèses sont nécessaires et que les résultats ne sont qu'approximatifs, on peut avoir une bonne idée de la réponse dynamique d'une structure avec cette méthode. Son aspect graphique permet d'avoir facilement une idée du comportement de la structure. Généralement, on peut dire que les résultats se situent à l'intérieur d'une marge d'erreur de 20 % par rapport à ceux obtenus par analyse dynamique temporelle [37]. Pour obtenir des résultats plus précis, des méthodes statiques non linéaires plus poussées existent (*force-based adaptive pushover* et *displacement-based adaptive pushover*), mais la méthode perd alors de son intérêt puisque sa simplicité d'application n'est plus présente.

La méthode statique non linéaire a été appliquée dans la présente recherche. La précision des résultats obtenus varie, mais il est tout de même intéressant de quantifier l'effet de l'amortissement sur les résultats obtenus par cette méthode.

2.3.3 Méthode du coefficient de déplacement

Cette méthode, développée par le Federal Emergency Management Agency (FEMA) en 1997 [31], suppose que le déplacement maximal d'une structure pendant un séisme donné peut être déterminé par l'équation 2.7, où les coefficients C_i sont des facteurs de correction pour tenir compte de l'équivalence entre un système à plusieurs degrés de liberté et un système à un seul degré de liberté, de la ductilité, de la dégradation de la rigidité et des effets de deuxième ordre, respectivement. T_e est la période effective de la structure (obtenue à partir d'une rigidité équivalente tel que schématisé sur la figure 2.6) et S_a est l'accélération spectrale correspondant à T_e .

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.7)$$

Lin et al., 2004 [44] ont comparé les résultats obtenus par la méthode du coefficient de déplacement à ceux des autres méthodes citées précédemment. Pour les trois colonnes de béton testées, les auteurs concluent que la méthode du coefficient de déplacement surestime les déplacements de 28 % en moyenne. Elle serait donc moins précise que les autres et ne sera pas utilisée dans le cadre de cette recherche.

2.3.4 Méthode dynamique temporelle

Les trois méthodes précédemment explicitées étaient des méthodes d'analyse statiques, linéaires ou non linéaires. Il est également possible d'utiliser une méthode d'analyse dynamique temporelle (*time-history analysis*), qui considère le domaine du temps, la dégradation de la rigidité en fonction du nombre de cycles inélastiques subis par la structure et l'interaction de plusieurs degrés de liberté. Cette méthode est donc beaucoup plus précise, mais s'avère moins facilement applicable pour des fins de dimensionnement, étant donné le temps de calcul plus long et la nécessité d'obtenir des accélérogrammes compatibles au spectre de dimensionnement.

Il s'agit d'une méthode d'intégration numérique. L'équation 2.8 représente la relation incrémentale d'équilibre dynamique des forces. Dans cette équation, $\Delta\ddot{u}$, $\Delta\dot{u}$ et Δu sont les valeurs incrémentales de l'accélération, de la vitesse et du déplacement de la structure,

Δp est l'incrément des forces, M est la matrice de masse, C_T est la matrice d'amortissement tangente et K_T est la matrice de rigidité tangente.

$$M\Delta\ddot{u} + C_T\Delta\dot{u} + K_T\Delta u = \Delta p \quad (2.8)$$

La résolution de l'équation 2.8 à chaque incrément de temps (par une des méthodes de Newmark, par exemple) donne la réponse du système à un tremblement de terre donné. L'amortissement visqueux (C) est un terme de l'équation qui nous intéresse particulièrement dans le cadre de cette recherche. La section 2.4.1 présente son importance et la manière de l'utiliser.

2.4 L'amortissement dans les structures

2.4.1 Amortissement visqueux élastique

Toutes les structures dissipent de l'énergie lorsque soumises à un chargement dynamique, même si leur comportement global reste dans le domaine linéaire. Les forces de friction internes et les déformations localisées dans les matériaux font en sorte que le comportement n'est jamais totalement linéaire et qu'une certaine quantité d'énergie est dissipée à chaque cycle. C'est pourquoi on qualifie ce type d'amortissement d'« élastique ». On peut représenter ce comportement par une boucle d'hystérésis (fermée).

L'amortissement influence deux paramètres de la réponse dynamique d'un système : l'amplitude et la durée. Ainsi, la réponse d'une structure ayant un amortissement élevé est de moins grande amplitude et de moins grande durée que celle d'un système ayant un amortissement faible, tel qu'illustré sur la figure 2.3.

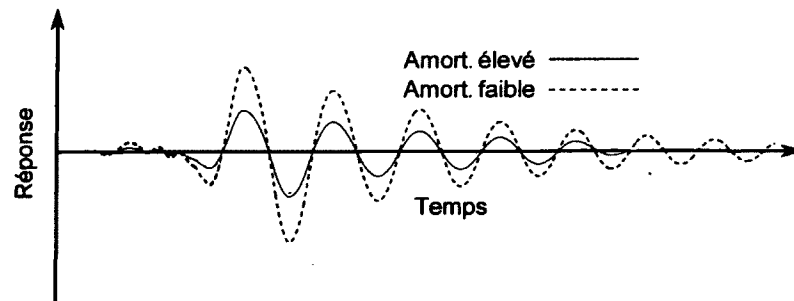


Figure 2.3 Illustration de l'effet de l'amortissement sur la réponse d'un système

Pour pouvoir intégrer facilement cette dissipation d'énergie dans les calculs, on utilise le concept d'amortissement visqueux (proportionnel à la vitesse) et qui est exprimé en pourcentage de l'amortissement critique selon l'équation 2.9. On parle alors du taux d'amortissement élastique. Rappelons que l'amortissement critique est l'amortissement minimal requis pour obtenir un mouvement non périodique du système, tel qu'illustré à la figure 2.4.

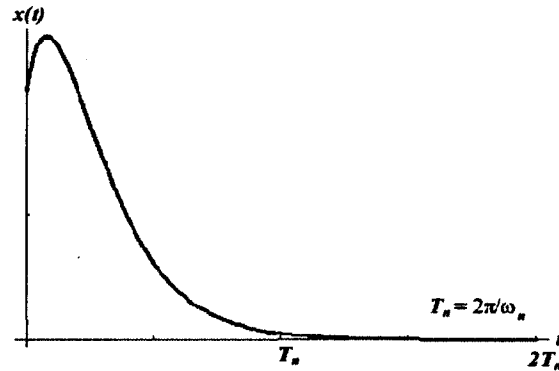


Figure 2.4 Illustration de la réponse d'un système (déplacement en fonction du temps) dont l'amortissement est égal à l'amortissement critique (tiré de eFunda Inc., 2012 [27])

$$\xi = \left(\frac{c}{c_{cr}} \right) \times 100 \quad (2.9)$$

La valeur de 5 % de l'amortissement critique est communément assignée à l'amortissement élastique lors des analyses sismiques. L'amortissement visqueux élastique (ξ) est intégré dans le spectre de demande sismique (fourni par la Commission géologique du Canada) lors d'analyses statiques alors qu'il est introduit dans le modèle numérique de la structure lors d'analyses dynamiques.

Dans le cas des analyses statiques, plusieurs équations ont été proposées pour générer des spectres de design sismique pour des taux d'amortissement différents de 5 % [4, 10, 13, 49, 51, 59]. Les équations utilisées dans la présente recherche de façon à prendre en compte un taux d'amortissement inférieur à 5 % sont détaillées à la section 5.2.

Soulignons que le fait que l'amortissement soit inclus dans les spectres de demande sismique pour les analyses statiques est un artifice, car l'influence de l'amortissement se fait plutôt sentir sur la réponse de la structure et non sur sa sollicitation. Les études qui se sont attardées à trouver des facteurs de modification des spectres ont donc concentré leurs efforts sur l'effet de l'amortissement sur l'accélération spectrale. La présente recherche veut plutôt quantifier l'influence de l'amortissement élastique sur la réponse dynamique,

en considérant plusieurs éléments non linéaires dans le modèle, et comparer les résultats avec ceux obtenus par des analyses statiques avec spectres de demande modifiés.

Pour les analyses dynamiques, la plupart des logiciels d'éléments finis considèrent l'amortissement visqueux élastique comme de type Rayleigh. Alors, la matrice d'amortissement (C_T) de l'équation 2.8 est considérée proportionnelle à la masse (M) et à la rigidité (K_T) du système, tel que le montre l'équation 2.10, où a_0 et a_1 sont des constantes.

$$C = a_0 M + a_1 K \quad (2.10)$$

La relation entre les constantes a_0 et a_1 et le taux d'amortissement visqueux est donnée par l'équation 2.11. Un système de deux équations avec deux inconnues est utilisé pour calculer a_0 et a_1 . Ainsi, il faut fixer les taux d'amortissement de deux fréquences propres ω_i et ω_j (typiquement celle du premier mode et celle du dernier mode qui participe de façon importante à la réponse) pour calculer les deux constantes. Les modes dont la fréquence se situe entre celles des deux modes dont on a fixé l'amortissement auront une valeur d'amortissement inférieure à la valeur prescrite (qui varie entre 1 et 5 % dans les présentes analyses) alors que les autres fréquences seront beaucoup plus amorties.

$$\xi = \frac{a_0}{2\omega} + \frac{a_1\omega}{2} \quad (2.11)$$

Selon Charney, 2008 [15], cette façon de faire donne de bons résultats. Cependant, ce dernier insiste sur le fait que la dégradation de la rigidité de la structure entraînera une diminution de la fréquence propre des premiers modes. De façon à ne pas introduire d'amortissement superflu durant l'analyse non linéaire, l'auteur recommande d'utiliser une fréquence plus basse que la fréquence propre du premier mode pour calculer les constantes a_0 et a_1 .

L'amortissement de Rayleigh est une façon facile et conservatrice de considérer l'amortissement qui est souvent utilisée dans les analyses dynamiques, mais elle est peu précise. En effet, si plusieurs modes participent à la réponse et que les valeurs de ω_i et ω_j sont éloignées l'une de l'autre, les modes se situant entre ces deux valeurs auront un amortissement significativement inférieur à la valeur prescrite. Un exemple de ce phénomène est illustré à la figure 2.5 où on voit les courbes du taux d'amortissement de Rayleigh en fonction de la fréquence de vibration de la structure pour différents taux d'amortissement prescrits à $\omega_i = 2,13 \text{ Hz}$ et $\omega_j = 8,00 \text{ Hz}$.

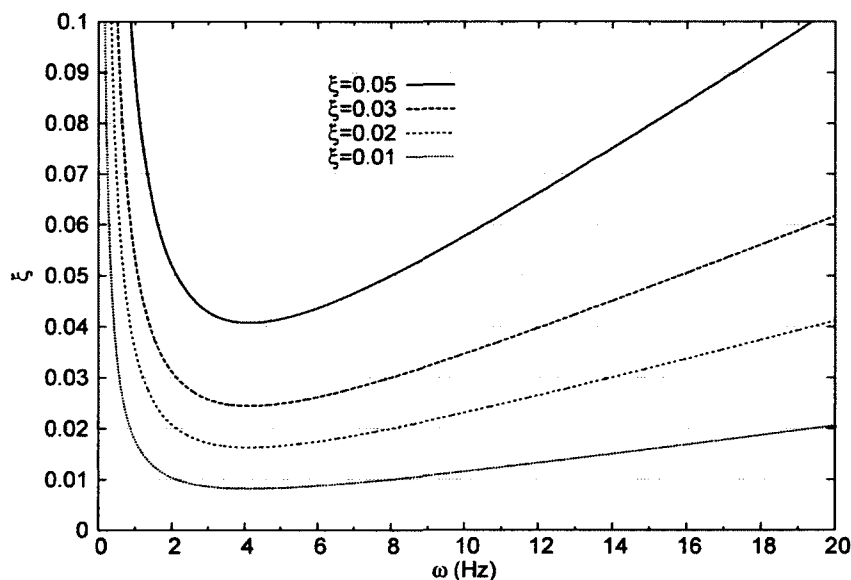


Figure 2.5 Amortissement de Rayleigh en fonction de la fréquence de vibration pour différents taux d'amortissement prescrits à $\omega_i = 2,13 \text{ Hz}$ et $\omega_j = 8,00 \text{ Hz}$

L'amortissement visqueux élastique peut être mesuré dans les structures par des essais sous vibrations ambiantes ou sous vibrations forcées (voir section 2.5). Les résultats indiquent souvent des taux d'amortissement beaucoup plus faibles que 5 % (voir section 2.5).

2.4.2 Amortissement hystérétique

Lorsqu'une structure dépasse sa limite élastique globale, sa rigidité commence à se dégrader et entraîne une variation de l'énergie dissipée. Ce phénomène fait en sorte que la boucle d'hystérésis ne se referme plus à chaque cycle de chargement-déchargement et qu'une certaine ductilité entre en jeu. Cela ajoute évidemment de l'amortissement dans le système et les analyses non linéaires par intégration temporelle en tiennent compte.

Plusieurs modèles de comportement hystérétique des structures existent et peuvent être intégrés dans le modèle non linéaire d'une structure. Citons les modèles élasto-plastique, bilinéaire et de Takeda, qui sont les plus souvent utilisés [59].

Dans le cas d'analyses statiques non linéaires, l'amortissement hystérétique peut être pris en compte de différentes manières. Pour la méthode du spectre de capacité utilisant des spectres de design inélastiques, c'est par une réduction de la demande sismique en fonction de la ductilité atteinte. Pour la version de la méthode qui utilise un amortissement visqueux équivalent, c'est en modifiant les spectres de demande (voir section 2.4.3).

2.4.3 Amortissement visqueux équivalent

L'amortissement visqueux équivalent a été introduit en 1930 par Jacobsen. Le concept, qui se rattache à la notion de structure substitut (voir section 2.2), apporte une grande simplicité à l'analyse statique non linéaire des structures. Il est valide pour un système à un degré de liberté et est utilisé dans la méthode du spectre de capacité originale. Cette méthode propose de représenter le comportement non linéaire de la structure par une relation linéaire équivalente en fonction d'un niveau de ductilité donné (voir figure 2.6). Il faut ensuite déterminer un amortissement équivalent qui est également fonction de la ductilité. L'amortissement visqueux équivalent est la somme de l'amortissement hystérétique et de l'amortissement visqueux élastique multiplié par un facteur de proportionnalité selon l'équation 2.12, où κ est un facteur développé par Grant et al., 2005 [34] selon qui les deux types d'amortissement ne peuvent pas être additionnés directement. Le facteur κ entraîne toutefois de très faibles différences au niveau de la réponse (moins de 2 %) et peut être négligé selon Dwairi et al., 2007 [26]. Généralement, $\kappa = 1$ et $\xi_{\text{élastique}} = 0,05$.

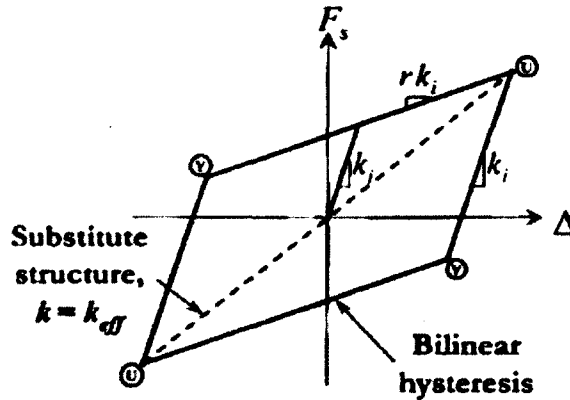


Figure 2.6 Rigidité équivalente pour la structure substitut
(tiré de Priestley, 2007 [59])

$$\xi_{eq} = \kappa \xi_{\text{élastique}} + \xi_{\text{hystérétique}} \quad (2.12)$$

Plusieurs modèles ont été proposés pour quantifier l'amortissement visqueux équivalent selon le comportement hystérétique attendu [26, 34, 36, 38]. Par exemple, Dwairi et Kowalsky, 2006 [25] ont proposé l'équation 2.13 pour quantifier $\xi_{\text{hystérétique}}$, où C est une constante qui dépend du comportement hystérétique attendu et μ est la ductilité attendue. Notons que tous les modèles d'amortissement visqueux équivalent ne permettent pas de considérer un amortissement élastique différent de 5 %.

$$\xi_{hysteretique} = C\left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi}\right) \quad (2.13)$$

Une fois la rigidité équivalente et l'amortissement équivalent trouvés, on applique la méthode du spectre de capacité en superposant : la courbe de demande sismique modifiée selon l'amortissement équivalent (qui est nécessairement supérieur à 5 % de l'amortissement critique) et la courbe de capacité modifiée selon la rigidité équivalente. Cela permet de déterminer le déplacement maximum de la structure. Différents facteurs et équations permettent de modifier la demande sismique pour un amortissement supérieur à 5 % [13]. Rappelons que la version de la méthode du spectre de capacité qui utilise un amortissement visqueux équivalent n'a pas été utilisée dans la présente recherche.

2.5 Caractérisation par essais de vibration in situ

La caractérisation des propriétés dynamiques des structures existantes (modes et fréquences propres, amortissement élastique) est essentielle à la compréhension de leur comportement. Ces propriétés sont également indispensables pour arriver à les modéliser adéquatement. La caractérisation peut se faire à l'aide de différents essais, dont les essais sous vibrations ambiantes et sous vibrations forcées. Les premiers mesurent l'accélération (ou la vitesse) en différents points de la structure représentatifs de la déformée anticipée suite à une excitation ambiante (vent, passage de véhicules, etc.). Les seconds font la même chose, mais suite à une excitation forcée, produite par exemple par un excitateur à masses débalancées. Pour les deux méthodes d'essai, les signaux enregistrés peuvent être traités pour déterminer quelles sont les fréquences de vibration qui sont amplifiées dans la réponse de la structure. Ces fréquences correspondent aux fréquences propres. En comparant les phases des signaux mesurés par les différents capteurs, on peut tracer les modes de vibration.

La technique des vibrations ambiantes ne permet pas de décider dans quelle gamme de fréquences la structure est excitée, ni avec quelle force elle est excitée. Ainsi, beaucoup de fréquences parasites sont mesurées et si les fréquences d'excitation sont très éloignées des fréquences propres de la structure, les résultats peuvent être moins significatifs. De plus, dans le cas d'un pont, la structure est habituellement assez rigide dans la direction transversale et l'excitation ambiante (majoritairement le vent) ne suffit pas toujours à obtenir des données utiles pour déterminer les propriétés dynamiques dans cette direction. Par contre, la méthode des vibrations ambiantes ne nécessite pas la fermeture d'un pont à la circulation pour que les mesures soient effectuées. Il s'agit donc d'une méthode rapide et facilement applicable. L'équipement requis pour faire les essais se limite à un acqui- siteur

de données et à des capteurs de vitesse (ou d'accélération). Plusieurs configurations de capteurs peuvent être effectuées si le nombre disponible est limité. Un capteur de référence doit alors rester en place pour toutes les configurations et les signaux doivent être normalisés par rapport à ce capteur afin d'obtenir des données comparables entre chaque configuration. Un certain temps d'acquisition est nécessaire pour obtenir assez de données pour transformer le signal temporel dans le domaine fréquentiel avec une bonne résolution en fréquence ($\Delta f = 1/T$). Typiquement, la valeur du temps d'acquisition requis pour chaque configuration de capteurs est prise comme environ 1000 fois la période de vibration fondamentale estimée (T).

Comme l'excitation est inconnue lors d'essais sous vibrations ambiantes, les signaux enregistrés sont traités comme du bruit blanc et peuvent être analysés par diverses méthodes de traitement de signal. À cet effet, un article de Cunha et Caetano, 2006 [20] compare certaines méthodes d'analyse. On en distingue deux types : les méthodes non paramétriques (domaine fréquentiel) et les méthodes paramétriques (domaine temporel). Les méthodes non paramétriques comprennent la décomposition dans le domaine des fréquences (*Frequency Domain Decomposition*) et son pendant amélioré (*Enhanced Frequency Domain Decomposition*), qui est lui utilisé pour extraire une approximation de l'amortissement. Ce dernier est calculé à partir du décrétement de la réponse d'un système à un degré de liberté équivalent possédant la période fondamentale du mode pour lequel l'amortissement est calculé. Ces méthodes sont facilement applicables et assez précises. Des logiciels spécialisés permettent de traiter les signaux très rapidement. Les méthodes paramétriques comprennent quant à elles la méthode *Least Square Complex Exponential* (LSCE) et la méthode *Stochastic Subspace Identification* (SSI). Ces méthodes plus complexes permettent un meilleur estimé de l'amortissement, mais sont plus longues et plus ardues à utiliser. Elles permettent de meilleurs résultats que les méthodes non paramétriques concernant l'identification des propriétés dynamiques de systèmes vibrant à haute fréquence. Ainsi, leur avantage est moins évident en génie civil, quoiqu'elles commencent à faire leur apparition dans la littérature pour des applications dans ce domaine.

Lamarche, 2005 [41] a effectué plusieurs mesures sous vibrations ambiantes sur des bâtiments au Canada et a utilisé avec succès la méthode de décomposition dans le domaine des fréquences pour obtenir les modes et fréquences propres ainsi que l'amortissement modal des bâtiments. Il spécifie que la décomposition dans le domaine des fréquences est une méthode « simple, rapide et rigoureuse ». Pour un bâtiment ciblé, Lamarche a comparé l'amortissement trouvé par essais sous vibrations ambiantes à celui résultant d'essais sous vibrations forcées. Aucune valeur moyenne pour un mode donné ne présente un écart su-

périeur à 0,5 %. Soulignons toutefois que peu d'études ont comparé les résultats des deux types d'essai, et encore moins l'ont fait pour les ponts. C'est pourquoi il s'agit d'un des objectifs de la présente recherche.

La technique utilisant des vibrations forcées donne des résultats plus clairs et plus précis que la méthode des vibrations ambiantes car l'excitation, une fonction sinusoïdale, est connue et on mesure la réponse de la structure à cette excitation. On peut contrôler toutes les variables de l'essai : l'amplitude d'excitation et les fréquences excitées. En outre, cette méthode permet souvent de plus grandes amplitudes de vibration que l'excitation ambiante. Des courbes de réponse en fréquence (qui montrent l'amplitude de la réponse en fonction de la fréquence d'excitation) de la structure sont tracées pour avoir un portrait global de son comportement dynamique. Un pic sur la courbe correspond à une fréquence propre du système. Ces courbes permettent de surcroît de déduire l'amortissement modal à l'aide de la méthode d'acuité de résonance qui utilise l'ouverture des pics comme mesure de l'amortissement. Par contre, un désavantage de la méthode est qu'aucune circulation de véhicule ne peut être permise sur un pont pendant ce type d'essai. De plus, une installation plus importante est nécessaire parce qu'il faut boulonner l'excitateur dans la structure. La durée de l'essai est également un inconvénient puisque les incréments de la fréquence d'excitation doivent être très faibles (habituellement de 0,05 Hz) pour bien caractériser les pics obtenus sur la courbe de réponse en fréquence. Les étapes détaillées pour l'application de ce type d'essai se retrouvent à la section 4.2.

Concernant la mesure de l'amortissement obtenu des essais de vibration in situ (tous types confondus), Salawu et Williams, 1995 [66] ont souligné le fait que pour certains essais documentés dans la littérature, les valeurs mesurées semblent augmenter avec l'amplitude des vibrations lorsque ces dernières sont très faibles. Les valeurs sembleraient se stabiliser pour des amplitudes plus grandes. Il est donc difficile d'estimer l'amortissement à prendre en compte pour une analyse sismique avec une grande précision puisque l'amplitude de vibration pour laquelle l'amortissement est mesuré est plus faible que celle à laquelle on s'attend lors d'un séisme. Ce qui est clair, toutefois, c'est que les types d'essais qui permettent une plus grande amplitude de vibration (essais de lâcher ou sous vibrations forcées) devraient donner une meilleure estimation de l'amortissement. Rappelons que les essais de lâcher consistent à imposer un déplacement initial à une structure et de la relâcher subitement pour pouvoir enregistrer son déplacement en fonction du temps et ainsi calculer son amortissement élastique. La valeur obtenue est alors considérée comme très précise, puisque cet essai permet de grandes amplitudes de vibration. On retrouve dans la littérature plusieurs études où des essais de vibration in situ ont été menés sur des

ponts en utilisant diverses techniques : essai de lâcher, sous vibrations ambiantes et sous vibrations forcées [1, 8, 9, 21, 48, 56, 63, 65]. Les résultats de toutes ces études montrent un taux d'amortissement qui varie entre 0,5 et 3,0 % pour les premiers modes de vibration, avec une moyenne autour de 1,5 %. On peut donc dire que, dans la mesure où il est possible de mesurer l'amortissement in situ, les valeurs obtenues sont beaucoup plus faibles que 5 %.

CHAPITRE 3

MODÉLISATION D'UN VIADUC À DEUX TRAVÉES

Dans le but de quantifier l'effet de l'amortissement élastique sur les résultats d'analyses, une étude de cas a été réalisée. Un modèle numérique de la structure a été créé pour pouvoir faire des analyses sismiques linéaires et non linéaires et comparer les résultats obtenus. Trois méthodes d'analyse ont été utilisées : la méthode unimodale linéaire, la méthode statique non linéaire et la méthode dynamique (analyse temporelle).

La façon dont le pont à l'étude a été modélisé est décrite dans ce chapitre. Le modèle a été calibré en utilisant les résultats d'un essai sous vibrations ambiantes effectué sur le pont, tel que décrit à la section 4.3.

3.1 Modélisation des ponts

3.1.1 Hypothèses de modélisation

Les ponts peuvent être modélisés à l'aide de différents logiciels permettant des analyses numériques par éléments finis. La modélisation peut être plus ou moins complexe et précise selon la quantité de détails représentés dans le modèle et la justesse des hypothèses émises.

Pour modéliser le tablier, plusieurs choix sont possibles. On peut le faire à l'aide d'éléments « plaques », par de simples éléments « poutres » ayant des propriétés équivalentes ou bien par un grillage de poutres, qui ont, elles aussi, des propriétés équivalentes.

Pour la modélisation des poteaux de la pile, la plupart des logiciels proposent une modélisation par éléments « poutres » (domaine linéaire seulement) ou par éléments fibrés (domaines linéaire ou non linéaire). Les éléments fibrés permettent une représentation très fiable du comportement non linéaire. La section est divisée en fibres et une loi de comportement du matériau est assignée à chacune d'entre elles (plus il y a de fibres, plus le modèle est précis). Tout au long de l'analyse, le modèle s'assure de respecter la compatibilité des déformations entre chacune des fibres.

Priestley et Seible, 1996 [60] proposent certaines hypothèses qu'ils considèrent raisonnables et qui ont été utilisées pour construire le modèle numérique du pont qui fait l'objet de cette recherche. Les principales sont les suivantes :

- Pour une analyse sismique, le tablier du pont peut être considéré comme rigide et évoluant dans le domaine élastique. Pour une analyse précise, les piliers doivent être considérés comme évoluant dans le domaine non linéaire ;
- Il n'est pas nécessaire de modéliser le tablier avec des plaques en 3D pour une analyse sismique. Un modèle 2D avec un grillage correspondant à la géométrie du pont suffit si le biais est faible ;
- Les effets $P - \Delta$ doivent être considérés.

3.1.2 Prise en compte de la non linéarité

La dégradation de la rigidité en fonction du temps lorsque la structure évolue dans son domaine plastique est un phénomène particulièrement important à prendre en compte, d'autant plus que les ponts sont maintenant dimensionnés de façon à tirer profit de la ductilité des matériaux lors d'événements extrêmes tels que des séismes. La plupart des analyses plus poussées en tiennent compte. Les paramètres dynamiques des structures modélisées sont alors réévalués à chaque pas de temps en fonction d'une nouvelle rigidité. Cependant, ce calcul peut être très long, même avec de bons processeurs. Dans le cadre de ce projet de recherche, des analyses linéaires et non linéaires ont été effectuées.

Deux types d'analyses non linéaires sont possibles selon le niveau de précision recherché et le temps de calcul acceptable :

- Analyse avec plasticité concentrée ;
- Analyse avec plasticité distribuée.

Le premier type d'analyse suppose par expérience l'emplacement des rotules plastiques qui se formeront dans la structure. La majorité du modèle est donc linéaire et seule une partie d'un élément est calculée avec une méthode non linéaire. Cela diminue de beaucoup le temps de calcul. Cette méthode requiert par contre de faire une hypothèse sur l'emplacement et la longueur de rotule plastique dans les poteaux. Priestley et Seible, 1996 [60] proposent une équation qui donne une approximation de cette longueur pour les ponts.

Le second type prend en compte la distribution de la non linéarité sur toute la longueur de l'élément. Un certain nombre de points d'intégration est déterminé sur la longueur de

l'élément et la compatibilité des déformations sur la section s'applique à chaque point. Cette façon de faire est plus juste au point de vue théorique, mais représente mal les effets locaux de la plasticité en plus de demander un temps de calcul élevé. Comme le temps de calcul n'est pas problématique dans ce projet de recherche et que seul le comportement global du pont est étudié, un modèle avec plasticité distribuée a été créé pour les analyses numériques.

3.2 Présentation du pont à l'étude

Le pont choisi pour l'analyse de cas de cette recherche est situé sur la route 108 à Lennoxville (Québec, Canada) (figure 3.1). Il s'agit d'un viaduc à deux travées en béton armé avec un biais de 16 degrés, construit en 2011. La longueur de chacune des deux travées est de 27,2 mètres entre les appuis et la largeur du tablier est de 17,4 mètres. La superstructure est composée d'un tablier de 250 mm d'épaisseur qui repose sur quatre poutres rectangulaires coulées sur place en béton armé précontraint d'une résistance à la compression de 50 MPa (figure 3.2). Les poutres font 1,50 m de largeur et 0,85 m de hauteur. Il y a un terre-plein en béton estampé de 4,25 m de largeur et de 165 mm d'épaisseur entre les deux voies de circulation. Une épaisseur de 65 mm d'asphalte a aussi été considérée dans la masse de la structure. Les poutres sont continues sur toute la longueur du pont. La pile de même que les culées reposent sur des fondations superficielles. Le sol a été considéré comme étant de capacité moyenne (type II selon la norme *CAN/CSA S6-06*, 2006 [12]). La pile est formée de quatre poteaux rectangulaires ainsi que d'une poutre-chevêtre et a une hauteur de 7,5 mètres entre le dessus de la fondation et l'appui de la superstructure. La résistance à la compression du béton de la sous-structure est de 35 MPa. La figure 3.3 présente un schéma des dimensions générales du pont.

Le pont est considéré comme régulier, car son biais est faible et sa géométrie régulière. On peut donc dire qu'il se prête très bien à des analyses statiques qui considère que son comportement peut être représenté comme celui d'un système à un degré de liberté.

Les appuis sont tous en élastomère confiné. Ils peuvent donc être libres ou fixes selon leur position. S'ils sont libres dans une direction, la superstructure se déplace par glissement sur l'appui. Ce dernier ne se déforme pas, puisque l'élastomère est confiné. Les appuis aux culées sont libres dans la direction longitudinale et fixes dans la direction transversale (figure 3.2) alors que les appuis à la pile sont fixes dans les deux directions.

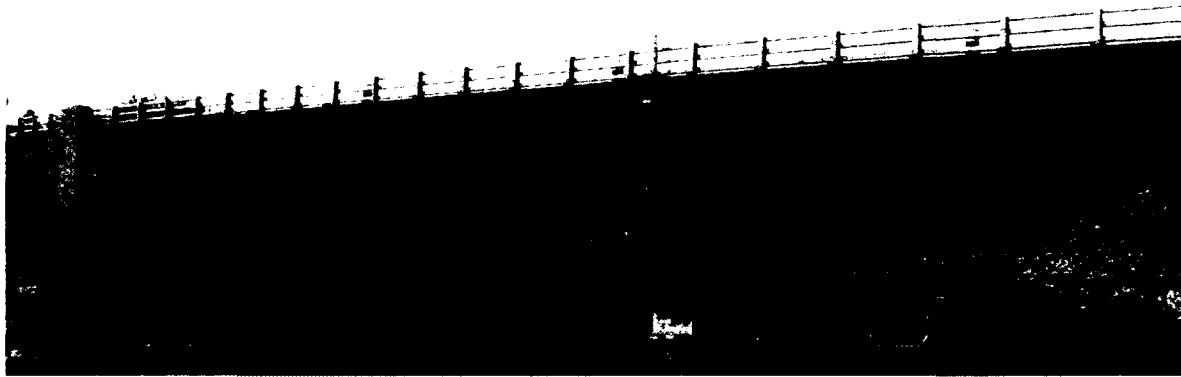


Figure 3.1 Pont de la route 108 à Lennoxville (Québec)

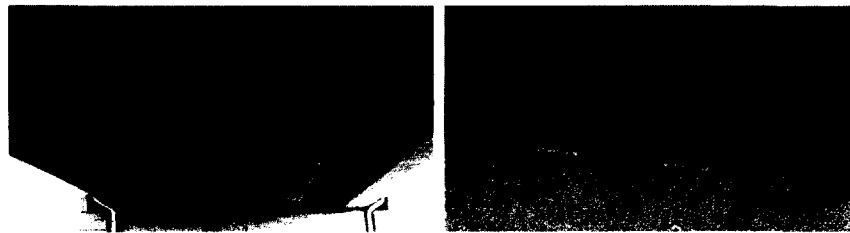


Figure 3.2 Vue des poutres composant le tablier du pont et des appuis en élastomère confiné aux culées

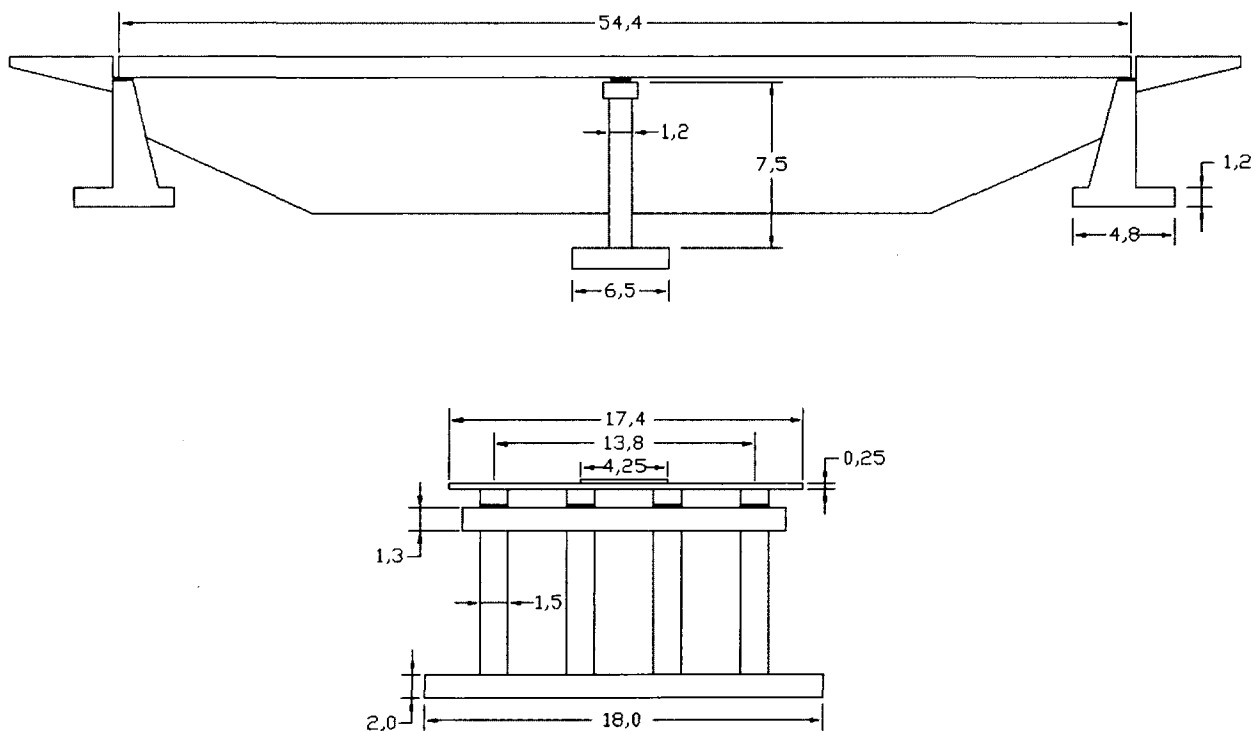


Figure 3.3 Schéma général du pont de la route 108 à Lennoxville (Québec) : vue de côté et vue de la pile (m)

3.3 Modélisation du pont à l'étude

Un modèle numérique du spécimen a été créé avec le logiciel Opensees [45]. Ce logiciel libre a été créé par l'Université Berkeley pour l'analyse des structures et permet une représentation très détaillée de leur comportement. En effet, Opensees permet de faire des analyses « par batch », des analyses non linéaires précises et permet d'inclure dans le modèle des éléments très spécialisés (pour représenter les joints, le sol et le glissement des barres, par exemple).

Les trois méthodes d'analyse utilisées nécessitent chacune un modèle numérique qui leur est adapté. Ainsi, pour l'application de la méthode unimodale linéaire, un modèle du pont entièrement élastique a été utilisé, puisque la méthode suppose un comportement linéaire de la structure. Pour l'application de la méthode statique non linéaire, un modèle qui considère la non linéarité des matériaux des poteaux a été utilisé. Finalement, dans le cas des analyses dynamiques, on a comparé deux types de modèles : un modèle dit « simplifié » et un modèle dit « complet ». Le modèle simplifié est le même que celui utilisé pour la méthode statique non linéaire. Le modèle complet comprend quant à lui la représentation de plus d'éléments : les culées, le sol, le glissement des barres d'armature à la pile et la dissipation d'énergie aux appuis en élastomère confiné. Chaque type de modèle est décrit plus en détail dans les prochaines sections.

3.3.1 Modélisation du tablier

Le tablier du pont a été modélisé en « grillage de poutre » selon la méthode proposée à l'annexe 5.2 de la norme *CAN/CSA S6-06*, 2006 [12]. Les éléments « poutre » du grillage sont de type élastique (*elasticBeamColumn*) et la masse a été distribuée sur tous les éléments du modèle. Tel que recommandé par Priestley et Seible, 1996 [60], l'inertie des poutres n'a pas été modifiée pour tenir compte de la fissuration puisque de la post-tension est présente dans ces dernières. Une masse volumique de 2400 kg/m^3 a été considérée pour le béton et l'équation 3.1 a été utilisée pour déterminer son module d'Young. La figure 3.4 montre la représentation du pont en grillage de poutres.

$$E = 6900 + 3300\sqrt{f'_c} \quad (3.1)$$

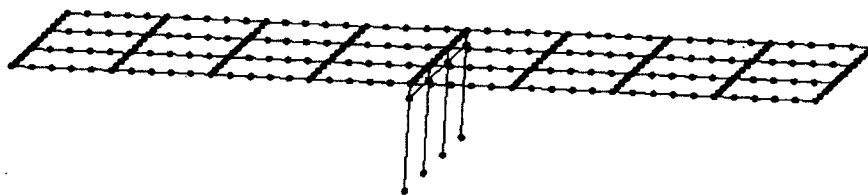


Figure 3.4 Représentation du pont en grillage de poutres

3.3.2 Modélisation de la pile

Pour les analyses linéaires, les poteaux sont modélisés par des éléments *elasticBeamColumn* et sont caractérisés par une inertie qui tient compte de la fissuration (voir section 5.3.1).

Pour les analyses avec la méthode statique non linéaire et avec la méthode dynamique, une section fibrée avec plasticité distribuée a été utilisée. Pour ce faire, chaque poteau a été divisé en trois éléments poutres *forceBeamColumn* avec 5 points d'intégration chacun. La section type d'un poteau est montrée à la figure 3.5. Le béton des poteaux du pont a été modélisé par le matériel *Concrete02*, qui a un comportement non linéaire avec raidissement en tension. La courbe contrainte-déformation assignée au matériau a été paramétrée pour correspondre approximativement à celle du modèle proposé par Légeron et Paultre, 2003 [42], qui tient compte du confinement du béton par les armatures transversales. Dans Opensees, comme seules des droites peuvent définir la courbe du béton dans sa partie postplastification, la courbe du béton confiné proposée par Légeron et Paultre est approximée par deux droites, jusqu'à la valeur théorique de ϵ_{cu} . Pour le béton confiné, cette valeur est calculée par l'équation 3.2 [54], où ϵ_{su} et f_{yh} sont la déformation ultime et la limite élastique de l'acier d'armature transversale, ρ_s est le taux volumique d'armature de confinement et f'_{cc} est la résistance en compression du béton confiné. La déformation à l'ultime considérée pour le béton non confiné est 0,004.

$$\epsilon_{cu} = 0,004 + 1,4\rho_s\epsilon_{su}\frac{f_{yh}}{f'_{cc}} \quad (3.2)$$

Le comportement en traction est calqué de la même façon sur le modèle proposé par Vecchio et Collins, 1986 [68] avec une résistance en tension du béton qui vaut $f_r = 0,6\sqrt{f'_c}$.

Les courbes contrainte-déformation du béton pour différents confinements sont montrées à la figure 3.6 jusqu'à la valeur de ϵ_{cu} calculée. Notons que les matériaux de Opensees n'ont pas de limite ultime comme telle et la relation contrainte-déformation du béton garde une valeur constante une fois la valeur de ϵ_{cu} dépassée. La valeur de la contrainte

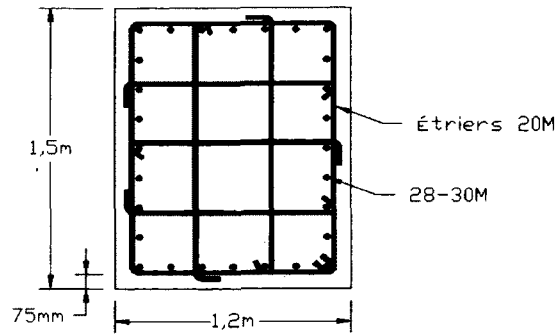


Figure 3.5 Section type d'un poteau

à la déformation ultime du béton non confiné a été fixée à zéro pour ne pas que le béton conserve une résistance une fois sa limite ultime atteinte.

Un comportement linéaire pour le cisaillement du béton a été intégré dans le modèle des poteaux. Une aire en cisaillement de $A_v \frac{I_e}{I_g}$ a été considérée. A_v est l'aire en cisaillement de la section ($A_v = 5/6 A$), I_g est le moment d'inertie de la section ($I_g = \frac{bh^3}{12}$) et I_e est le moment d'inertie effectif qui a été déterminé en fonction du taux d'armature des poteaux et de la charge axiale, selon les recommandations de Priestley et Seible, 1996 [60]. Dans le cas présent, I_e vaut $0,33I_g$.

Le matériau *Steel02* a été utilisé pour simuler l'armature. Ce matériau représente l'acier des barres par une relation élasto-plastique avec écrouissage. Le point de plastification considéré se trouve à 425 MPa et le ratio de la rigidité après plastification à la rigidité élastique a été assumé comme étant 1 %. La courbe contrainte-déformation de l'acier d'armature est montrée à la figure 3.7. Comme pour le béton, aucune valeur de déformation ultime ne peut être assignée au modèle de comportement. Cela n'a toutefois aucun effet sur les résultats des analyses de cette recherche puisque le point de rupture des matériaux ne nous importe pas.

Pour tous les types de modèles, les effets $P - \Delta$ sont considérés et la poutre-chevêtre est modélisée par des éléments linéaires du type *elasticBeamColumn*.

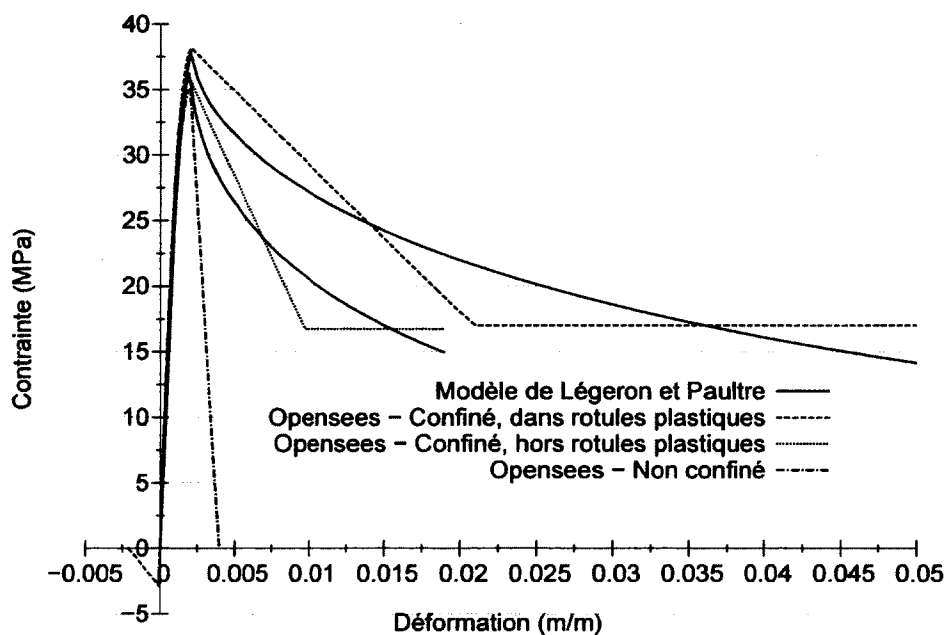


Figure 3.6 Courbes contrainte-déformation du béton des poteaux pour différents confinements

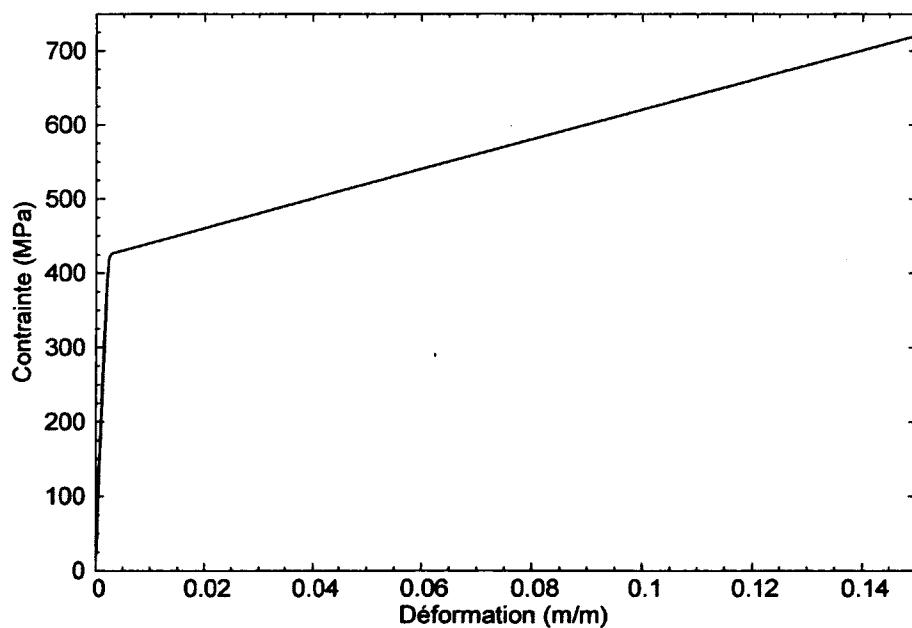


Figure 3.7 Courbe contrainte-déformation de l'acier d'armature des poteaux

3.3.3 Éléments supplémentaires présents dans le modèle dynamique complet

Modélisation des appuis en élastomère confiné

Les appuis en élastomère sont de type confiné. Ce sont des appuis qui ne se déforment pas sous les charges. La superstructure glisse sur l'appui et la dissipation d'énergie se fait par frottement. Un coefficient de frottement moyen de 4 % est raisonnable [33]. Ainsi, les appuis aux culées qui sont libres de mouvement ont été modélisés par un *zeroLengthElement* auquel le matériau *Steel01* a été assigné. Le matériau a été paramétré pour avoir un comportement élasto-plastique avec une rigidité initiale très élevée et un plateau plastique à une force correspondant à 4 % de la force normale exercée sur l'appui (voir figure 3.9).

Effets du sol et des culées

Le sol peut avoir une influence notable sur les résultats de par sa rigidité et par l'énergie qu'il dissipe. Il est donc important de l'inclure dans les analyses numériques. Pour représenter la rigidité du sol et la dissipation d'énergie au niveau de la fondation de la pile, la méthode proposée par Clough et Penzien, 1975 [18] a été utilisée. Cette dernière est facilement applicable et représente le comportement non linéaire du sol par un système de ressorts et d'amortisseurs (*spring and dashpot model*) agissant en parallèle à la base du poteau. Une certaine masse est également ajoutée au noeud de la fondation pour que les forces d'inertie soient représentées dans l'analyse. Les valeurs à donner à la rigidité et à l'amortissement du sol sont basées sur le fait que la fondation superficielle agit comme une plaque rigide sur un sous-espace élastique. Les valeurs recommandées par Clough et Penzien sont résumées au tableau 3.1, où G est le module de cisaillement du sol, ν est le coefficient de Poisson, ρ est la masse volumique et r est le rayon équivalent de la plaque pour une fondation rectangulaire. Le rayon équivalent (tiré du rapport FEMA-273, 1997 [31]) dépend des dimensions de la fondation et est calculé selon les expressions du tableau 3.2, où a et b sont les dimensions de la semelle. Une représentation schématique de la fondation de la pile est montrée à la figure 3.8 et les valeurs utilisées dans le modèle sont résumées au tableau 3.3. Les propriétés du sol considérées sont montrées au tableau 3.4.

Tableau 3.1 Propriétés équivalentes d'un sous-espace élastique (Clough et Penzien, 1975 [18])

DDL	Constante de ressort	Amortissement visqueux	Masse ajoutée
Vertical	$4Gr/(1 - \nu)$	$1,79\sqrt{K\rho r^3}$	$1,50\rho r^3$
Horizontal	$18,2Gr(1 - \nu^2)/(2 - \nu)^2$	$1,08\sqrt{K\rho r^3}$	$0,28\rho r^3$
Renversement	$2,7Gr^3$	$0,47\sqrt{K\rho r^5}$	$0,49\rho r^5$
Torsion	$5,3Gr^3$	$1,11\sqrt{K\rho r^5}$	$0,70\rho r^5$

Tableau 3.2 Rayon équivalent pour une semelle rectangulaire (FEMA-273, 1997 [31])

Direction	Rayon équivalent
Vertical	$r = \sqrt{\frac{ab}{\pi}}$
Horizontal	$r = \sqrt{\frac{ab}{\pi}}$
Renversement	$r = \sqrt[4]{\frac{a^3b}{3\pi}}$
Torsion	$r = \sqrt[4]{\frac{ab(a^2+b^2)}{6\pi}}$

Tableau 3.3 Propriétés du système ressorts-amortisseurs qui représente la fondation de la pile (pour un poteau)

DDL	r (m)	K (N/m)	c (Ns/m)	m (kg)
Vertical (v)	6,10	$5,78 \times 10^9$	$4,54 \times 10^7$	$1,67 \times 10^5$
Horizontal (t)	6,10	$5,51 \times 10^9$	$2,68 \times 10^7$	$3,12 \times 10^4$
Renversement (r)	4,79	$4,55 \times 10^{10}$	$1,11 \times 10^8$	$6,03 \times 10^5$
Torsion	6,91	$2,68 \times 10^{11}$	$1,60 \times 10^9$	$5,39 \times 10^6$

Tableau 3.4 Propriétés du sol (type II) (CAN/CSA S6-06, 2006 [12])

E_s (MPa)	1661,5
G (MPa)	615,4
ρ (kg/m^3)	1962,3
ν	0,35

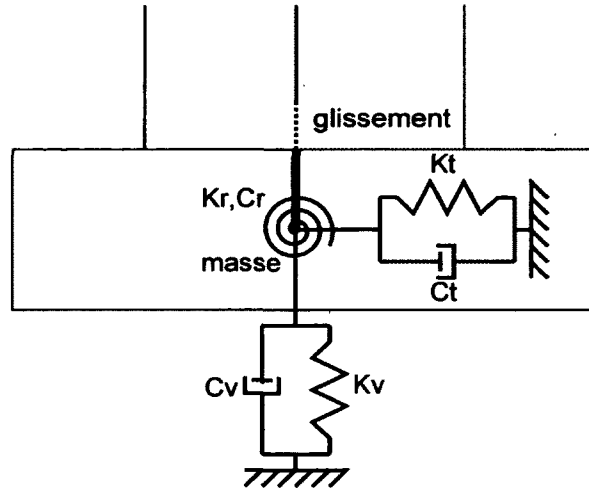


Figure 3.8 Modèle de la fondation de la pile

Le comportement des culées et de leur remblai a quant à lui été modélisé comme étant bilinéaire, à l'aide d'éléments *zeroLengthElement* selon les recommandations de CALTRANS, 2010 [11]. La rigidité équivalente de la culée dans la direction longitudinale est calculée par l'équation 3.3 où w est la largeur du mur arrière de la culée (prise perpendiculairement aux poutres) et h_{bw} est la hauteur du garde grève. La force à la plastification est donnée par l'équation 3.4 où w_{bw} est la largeur libre au niveau du garde grève. Pour les propriétés de la culée dans la direction transversale, Aviram et al., 2008 [5] utilisent les valeurs de la direction longitudinale ($K_{culée}$ et F_y culée) multipliées par un facteur pour l'efficacité du mur de $C_L = 2/3$ et un facteur de participation de $C_w = 4/3$. La longueur w_{bw} dans la direction transversale est prise égale à 0.4 fois sa valeur dans la direction longitudinale.

Les valeurs utilisées pour représenter le comportement des culées sont résumées au tableau 3.5.

$$K_{culée} = 28,7w \frac{h_{bw}}{1,7} \quad (\text{m, N}) \quad (3.3)$$

$$F_y \text{ culée} = 239,0h_{bw}w_{bw} \frac{h_{bw}}{1,7} \quad (\text{m, kN}) \quad (3.4)$$

Il faut aussi prendre en considération la rigidité de la fondation des culées selon la même méthode que celle qui a été utilisée pour modéliser celle de la pile (modèle ressorts-amortisseurs). Les valeurs utilisées sont montrées au tableau 3.6.

Finalement, un élément *gap* a été utilisé pour représenter le joint de dilatation à chaque extrémité du pont dans la direction longitudinale (environ 40 mm). La figure 3.9 schématise la modélisation des culées.

Tableau 3.5 Loi de comportement élasto-plastique des culées

Direction	$K_{\text{culée}}$ (N/m)	F_y culée (N)
Longitudinale	$4,48 \times 10^8$	$6,01 \times 10^6$
Transversale	$1,59 \times 10^8$	$2,14 \times 10^6$

Tableau 3.6 Propriétés du système ressorts-amortisseurs qui représente la fondation d'une culée

DDL	r (m)	K (N/m)	c (Ns/m)	m (kg)
Vertical (v)	5,63	$2,13 \times 10^{10}$	$1,55 \times 10^8$	$5,25 \times 10^5$
Horizontal (t)	5,63	$2,03 \times 10^{10}$	$9,11 \times 10^7$	$9,80 \times 10^4$
Renversement (r)	4,11	$1,15 \times 10^{11}$	$2,42 \times 10^8$	$1,13 \times 10^6$
Torsion	6,75	$1,00 \times 10^{12}$	$5,83 \times 10^9$	$1,93 \times 10^7$

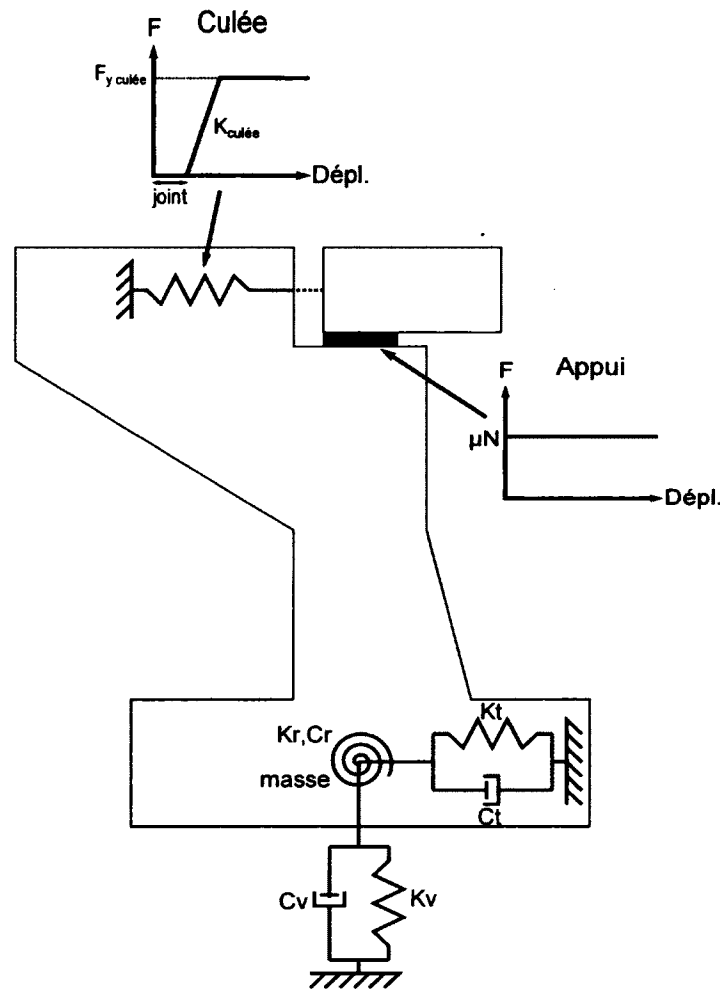


Figure 3.9 Modèle des culées dans la direction longitudinale

Glissement des barres aux joints

Les déformations non linéaires dans un joint (poutre-poteau ou poteau-fondation) sont dues à deux phénomènes principaux : les déformations en cisaillement et le glissement des barres d'armature. Le glissement des barres est le phénomène dont plusieurs études tiennent compte, car il est facile à modéliser en utilisant des valeurs moyennes de glissement. Les déformations en cisaillement peuvent être prises en compte dans un modèle, mais ce dernier nécessite alors une calibration, qui est obtenue à partir d'essais en laboratoire sur les joints. Étant donné les moyens disponibles pour la présente recherche et le fait que la plupart des études ne considèrent pas les déformations en cisaillement dans les joints pour les ponts, seul le glissement des barres a été modélisé ici.

Pour ce faire, le matériel *BondSP01*, disponible dans OpenSees, a été utilisé. Le matériel a été assigné à un élément *zeroLengthSection* placé à chaque extrémité des poteaux à

l'interface du joint poteau-chevêtre et du joint poteau-fondation. La section normale des poteaux est assignée à cet élément, mais la relation contrainte-déformation du matériau des barres d'armatures est remplacée par une relation contrainte-glissement. Des valeurs moyennes recommandées par Zhao et Sritharan, 2007 [70] ont été attribuées à la courbe contrainte-glissement, qui est montrée à la figure 3.10.

Les valeurs utilisées dans le modèle de comportement sont :

- Ratio d'écroutissage initial : 0,4
- Facteur de pincement pour la réponse cyclique : 0,7
- Glissement à la plastification : $s_y(mm) = 2,54 \left(\frac{d_b(mm)}{4687} \frac{f_y(MPa)}{\sqrt{f'_c(MPa)}} \right)^{\frac{1}{0,4}} + 0,34 = 0,704 mm$
- Glissement à l'ultime : $35s_y = 24,64 mm$

L'effet du glissement des barres sur la relation cisaillement à la base-déplacement en tête de la pile est montré à la figure 3.11. On remarque que la courbe originale est décalée vers la droite, ce qui représente le glissement.

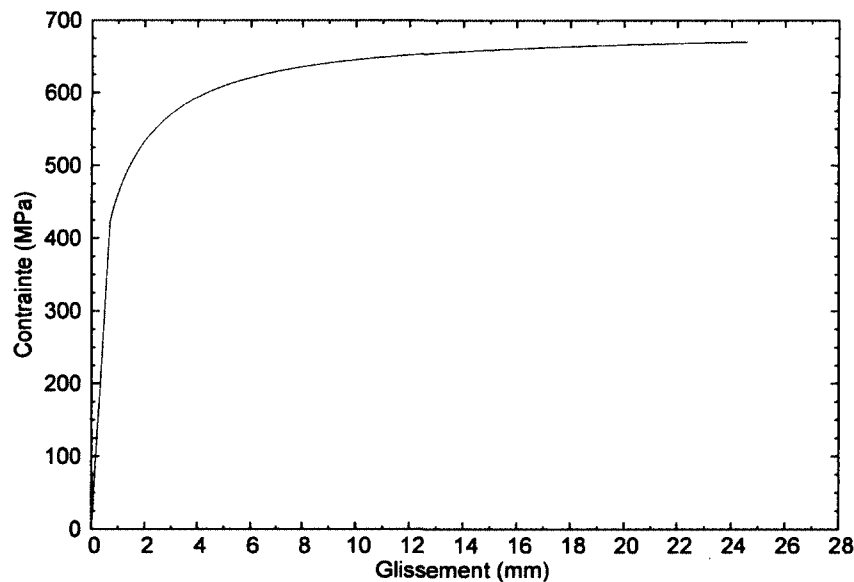


Figure 3.10 Courbe contrainte-glissement des barres d'armature du modèle

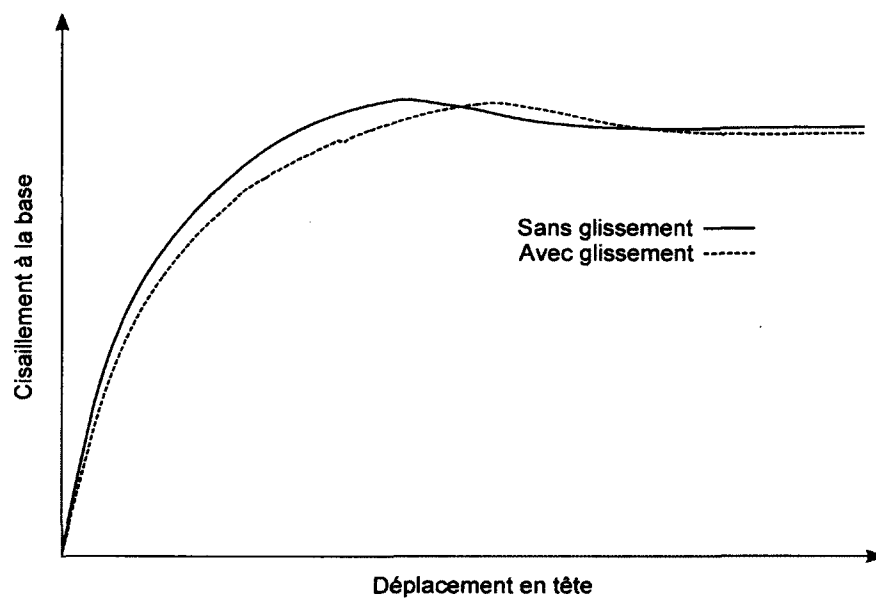


Figure 3.11 Exemple de courbe de capacité avec et sans glissement des barres pour le pont à l'étude

CHAPITRE 4

ESSAIS DE VIBRATION ET CALIBRATION DU MODÈLE

Deux types d'essais dynamiques ont été effectués sur le pont à l'étude : un essai sous vibrations ambiantes et un essai sous vibrations forcées. Ces essais avaient plusieurs objectifs. D'abord, ils ont permis de mesurer l'amortissement élastique du pont à l'étude et de valider le fait qu'il soit nettement inférieur à 5 % de l'amortissement critique. Ensuite, les deux types d'essais ont été effectués afin de comparer les résultats obtenus, car peu d'études se sont penchées sur cette question. Finalement, les essais ont servi à calibrer le modèle numérique de façon à ce que les modes et fréquences de vibration du pont modélisé correspondent aux résultats obtenus lors des essais de vibration in situ.

Les essais de vibration et leurs résultats sont décrits dans ce chapitre. La calibration du modèle est aussi discutée.

4.1 Essai sous vibrations ambiantes

Un essai sous vibrations ambiantes a eu lieu le 12 avril 2012 sur le pont à l'étude. Les conditions météorologiques lors de l'essai sont résumées au tableau 4.1. Notons que la construction du pont s'est terminée environ 6 mois avant l'essai, ce qui fait que la structure est à l'état neuf.

Six capteurs de vitesse unidirectionnels SYSCOM de l'Université de Sherbrooke ont été utilisés pour mesurer les données (figure 4.1). Sept configurations de capteurs ont été nécessaires pour couvrir l'ensemble du pont et obtenir des modes de vibration clairs dans deux directions (verticale et transversale). Deux capteurs de référence, un selon chaque direction, sont restés au même endroit pendant toute la durée de l'essai pour normaliser les signaux des diverses configurations. Le patron de mesure et l'emplacement des capteurs de référence sont montrés à la figure 4.2. Le pont est resté ouvert à la circulation durant l'essai. Un acquiesiteur de National Instruments a permis d'enregistrer les données à une fréquence de 400 Hz pendant 20 minutes pour chaque configuration.

Les modes et fréquences de vibration du pont ont été identifiés par la méthode de décomposition dans le domaine des fréquences. Les figures 4.3 et 4.4 montrent la décomposition

Tableau 4.1 Conditions météorologiques durant l'essai sous vibrations ambiantes du 12 avril 2012

Température moyenne ($^{\circ}C$)	7,7
Précipitations (mm)	2,8
Vitesse du vent (km/h)	12,6
Pression atmosphérique (kPa)	98,77

en valeurs singulières des données obtenues dans les directions verticale et transversale. Chaque pic identifié correspond à une fréquence propre. Notons que les premiers pics sur la figure 4.4 correspondent aux modes verticaux qui s'y répercutent et doivent donc être ignorés. On remarque que les modes mesurés sont beaucoup plus clairs dans la direction verticale et c'est normal, car la sollicitation était plus forte en raison du passage du trafic sur le pont durant l'essai. C'est pourquoi les données représentent moins clairement les modes transversaux. La figure 4.11 schématise les modes obtenus par cet essai.

L'amortissement modal a pu être déduit en calculant le décrétement logarithmique d'un système à un degré de liberté ayant une masse et une rigidité équivalentes à celles du mode de vibration visé. Le tableau 4.2 montre les résultats obtenus au niveau des fréquences propres et de l'amortissement (V est un mode vertical, T est un mode de torsion et H est un mode transversal). L'écart type (σ) est également montré.

Il est à noter que les amortissements modaux se situent tous entre 1,1 et 2,4 %, ce qui est bien en deçà de 5 %. Les analyses effectuées dans ce mémoire ont pour objectif, rappelons-le, de déterminer l'influence de la valeur d'amortissement considérée sur les résultats d'analyses sismiques.

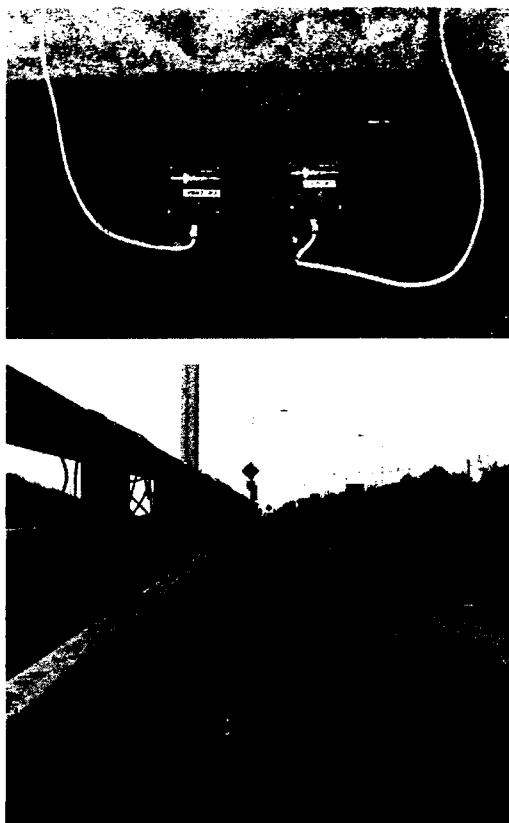


Figure 4.1 Capteurs utilisés (directions verticale et transversale)

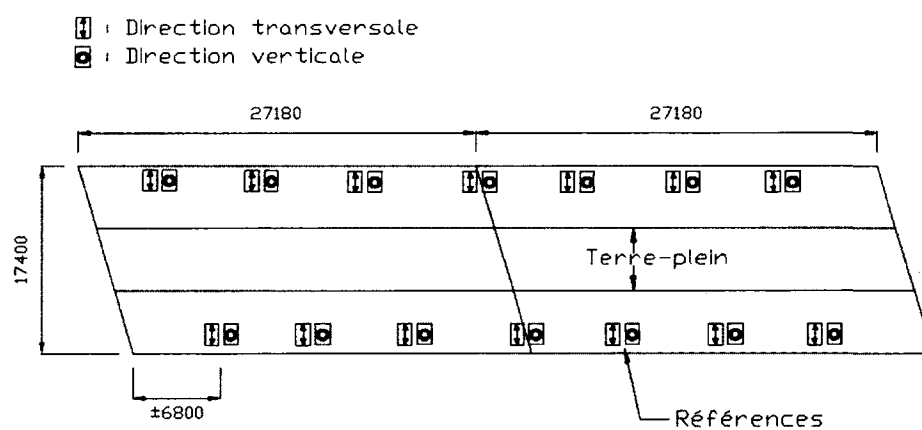


Figure 4.2 Configuration des capteurs pour l'essai sous vibrations ambiantes (mm)

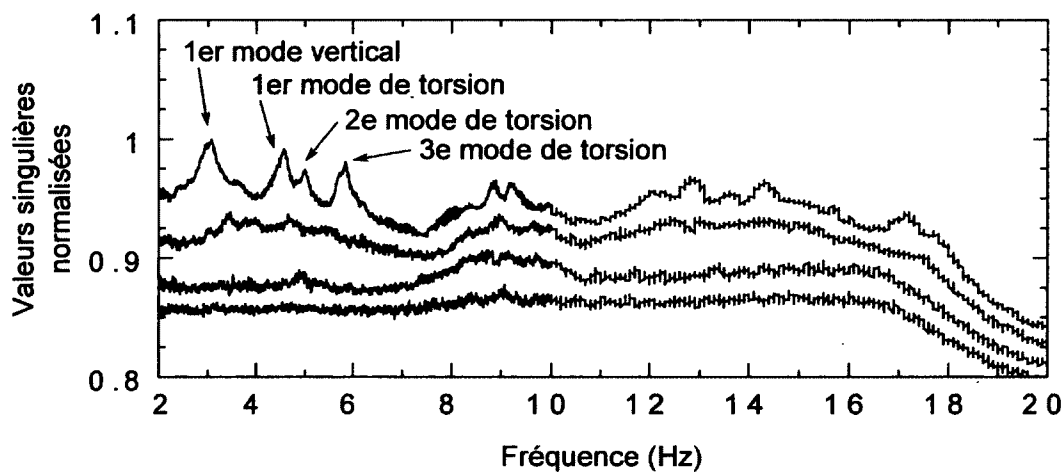


Figure 4.3 Valeurs singulières des matrices de densité spectrales dans la direction verticale

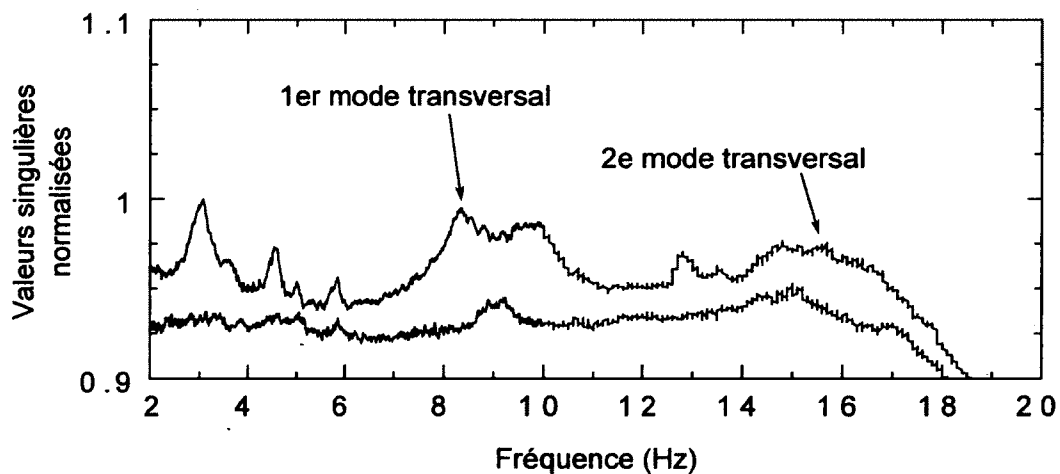


Figure 4.4 Valeurs singulières des matrices de densité spectrales dans la direction transversale

Tableau 4.2 Résultats de l'essai sous vibrations ambiantes

Mode	Fréquences propres		Amortissement	
	f (Hz)	σ (Hz)	ξ (%)	σ (%)
V1	3,05	0,03	2,43	0,61
T1	4,58	0,02	1,31	0,32
T2	4,99	0,04	1,06	0,26
T3	5,83	0,03	1,18	0,34
H1	8,39	0,09	1,80	0,74
H2	15,57	0,24	1,87	2,00

4.2 Essai sous vibrations forcées

L'essai sous vibrations ambiantes effectué sur le pont comporte une marge d'erreur assez importante, surtout au niveau de l'estimation de la valeur de l'amortissement (écart type élevé, voir tableau 4.2). Les modes de vibration transversaux pourraient également être bien mieux représentés par un essai sous vibrations forcées, car la sollicitation ambiante horizontale du pont n'est pas très importante et les données ne sont pas claires à ce niveau. Dans le but de comparer les résultats des deux types d'essais et d'obtenir des valeurs d'amortissement modal plus précises, un essai sous vibrations forcées a été effectué sur le pont à l'été 2012. Les conditions météorologiques lors de l'essai se trouvent au tableau 4.3.

Tableau 4.3 Conditions météorologiques durant l'essai sous vibrations forcées du 25 juillet 2012

Température moyenne ($^{\circ}C$)	15,0
Précipitations (mm)	0,0
Vitesse du vent (km/h)	4,4
Pression atmosphérique (kPa)	97,92

Les vibrations forcées ont été induites à l'aide d'un exciteur ELECTRO-SEIS APS 400, qui produit une force sinusoïdale d'environ 0,5 kN à son maximum. L'essai a eu lieu la nuit, alors que le trafic était interrompu sur le pont. Les figures 4.5 et 4.6 sont des photographies prises lors de l'essai. Un balayage en fréquence a été effectué par incrément de 0,05 Hz, pour les directions verticale et transversale. La durée des lectures pour chaque fréquence était de 8 secondes et la fréquence d'acquisition était de 1000 Hz. De plus, comme la relation entre la force produite par l'appareil et sa fréquence de vibration n'est pas linéaire, les données

doivent être normalisées par rapport à la force. Un accéléromètre placé sur l'excitateur a permis de calculer l'accélération maximale de l'excitateur et de normaliser les données par rapport à cette valeur (qui est proportionnelle à la force générée). L'accéléromètre a également permis de calculer la fréquence de vibration réelle de l'appareil (la fréquence commandée à l'excitateur n'est pas exactement la fréquence de vibration réelle) et de corriger les courbes d'amplitude de la réponse en conséquence.

En résumé, les étapes nécessaires à l'interprétation des résultats d'essais sous vibrations forcées sont les suivantes :

1. Calculer la fréquence de vibration exacte de l'excitateur en trouvant la fréquence du signal émis par l'accéléromètre fixé sur ce dernier.
2. Calculer l'amplitude (D) de tous les signaux (un fichier par capteur par fréquence) en utilisant un algorithme basé sur la méthode des moindres carrés. Chaque signal est décomposé en une combinaison de sinus et de cosinus selon l'équation 4.1, où $x_{(n)}$ ($n = 1, N$) est le signal échantillonné avec un nombre total de N échantillons, A , B et C sont des constantes à déterminer, f est la fréquence d'excitation en Hz et δ_t est l'intervalle d'échantillonnage en secondes. L'amplitude est donnée par l'équation 4.2.
3. Normaliser l'amplitude de chaque signal par rapport à l'accélération maximale produite par l'excitateur et mesurée par l'accéléromètre.
4. Calculer la phase (θ) des signaux l'un par rapport à l'autre (équation 4.3).
5. Tracer les courbes amplitude-fréquence pour chaque capteur, déterminer les fréquences propres et les modes propres.

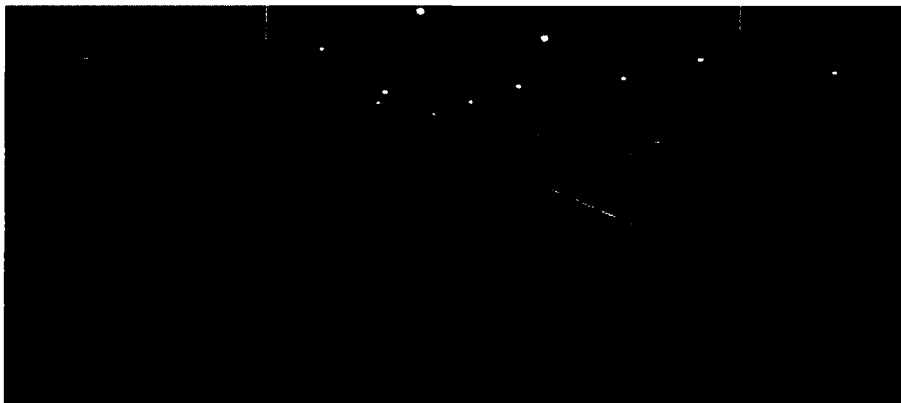


Figure 4.5 Essai sous vibrations forcées

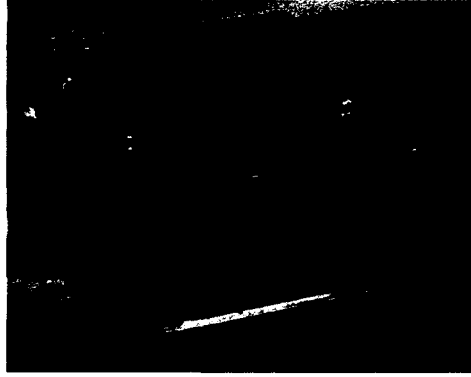


Figure 4.6 Excitateur ELECTRO-SEIS APS-400 dans la position transversale

6. Calculer l'amortissement par acuité de résonance. Pour ce faire, l'amplitude (D) du signal à la fréquence (f) du mode de vibration est divisée par $\sqrt{2}$. Par la suite, les fréquences f_a et f_b , qui interceptent la cloche à l'ordonnée $\frac{D}{\sqrt{2}}$, sont calculées. On trouve finalement le taux d'amortissement élastique à l'aide de l'équation 4.4.

$$x_{(n)} = A \sin(2\pi f(n-1)\delta_t) + B \cos(2\pi f(n-1)\delta_t) + C \quad (4.1)$$

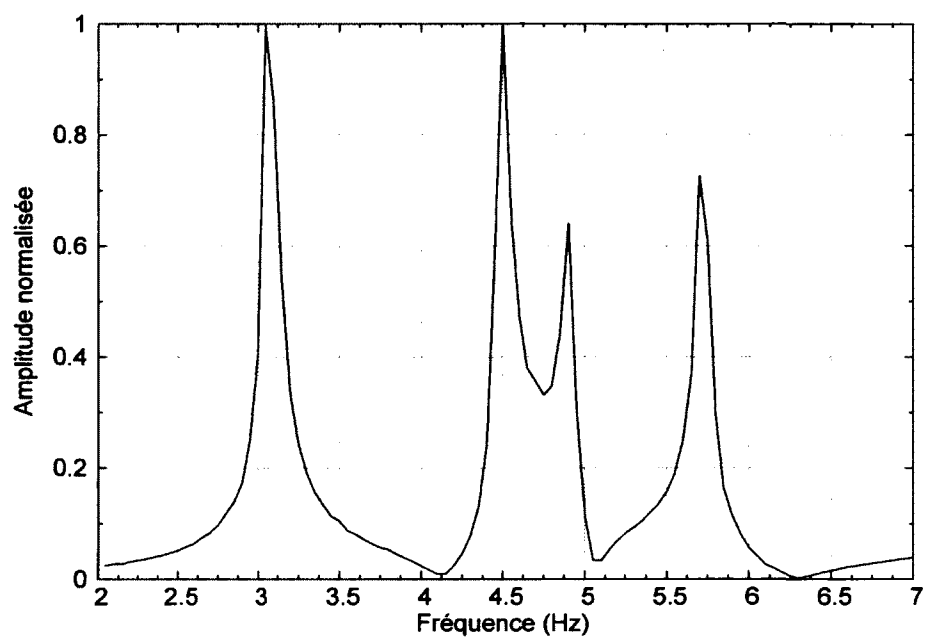
$$D = \sqrt{A^2 + B^2} \quad (4.2)$$

$$\theta = \arctan(B/A) \quad (4.3)$$

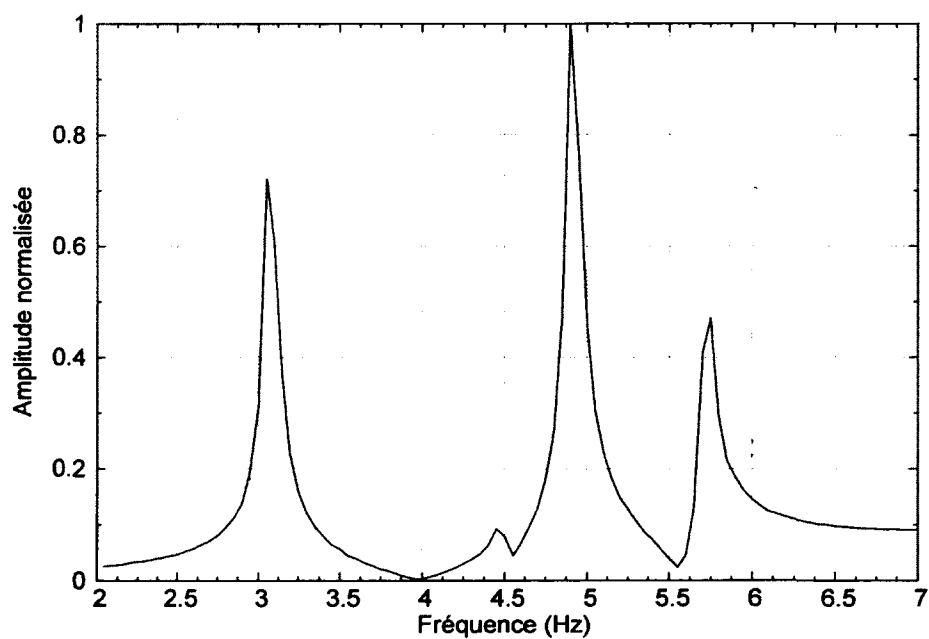
$$\xi = \frac{f_b - f_a}{2f} \quad (4.4)$$

La figure 4.7 montre les configurations de capteurs (il y a une configuration dans chaque direction). Le manque de temps disponible lors de l'essai ainsi que des bris de capteurs ont fait en sorte que seulement trois points de mesure ont été possibles pour la direction verticale, alors qu'il en aurait fallu plusieurs autres pour définir les déformées modales avec précision. Cependant, les résultats permettent tout de même d'identifier les fréquences propres de la structure et d'estimer leur amortissement respectif. On a pu connaître la déformée du mode de vibration sollicité en comparant avec les résultats de l'essai sous vibrations ambiantes.

Les courbes amplitude-fréquence dans chacune des deux directions de mesure sont montrées aux figures 4.8 et 4.9 pour deux capteurs. Les courbes de la phase des capteurs en

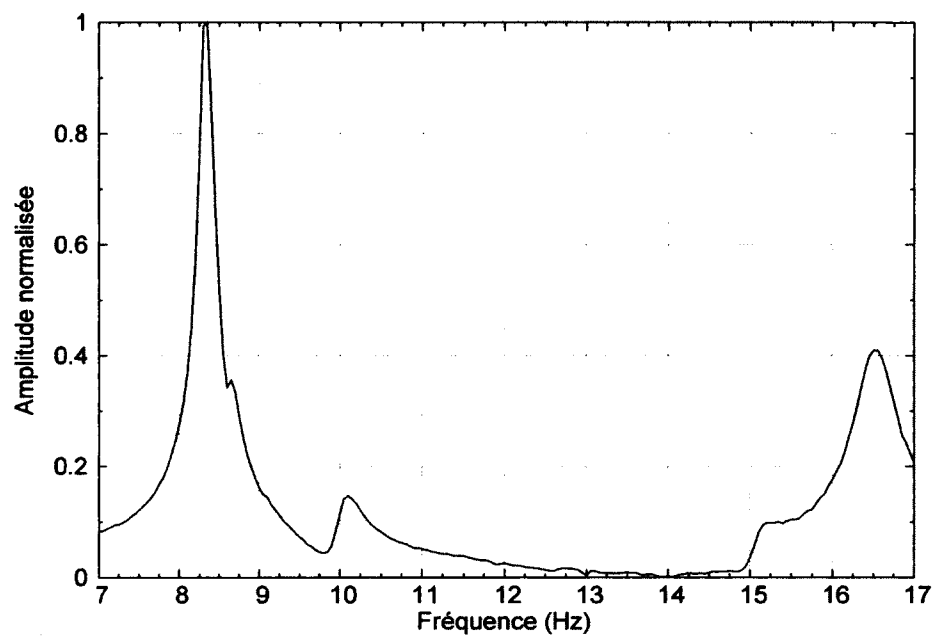


(a) Capteur 9

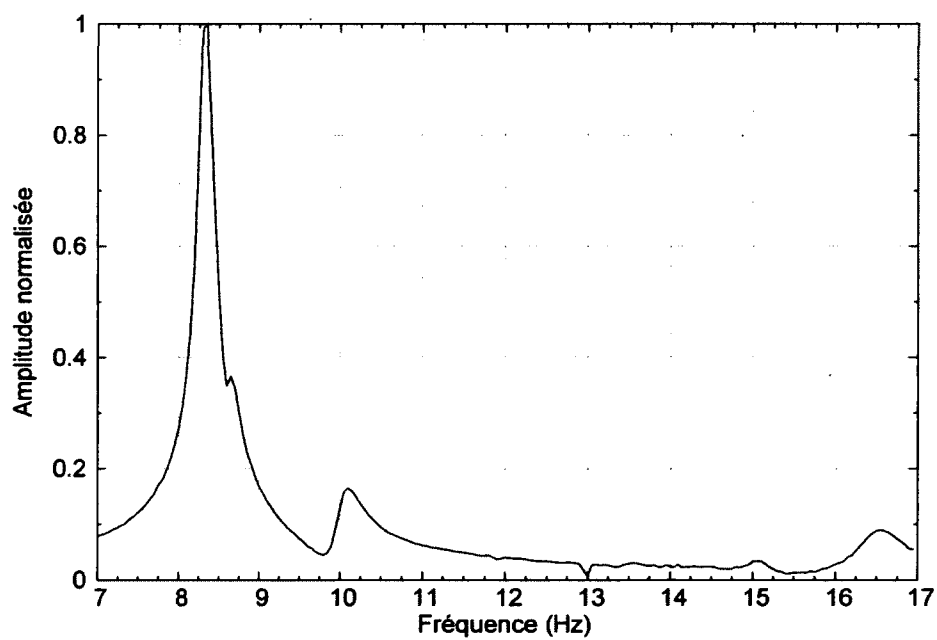


(b) Capteur 7

Figure 4.8 Amplitude en fonction de la fréquence pour la direction verticale



(a) Capteur 6



(b) Capteur 4

Figure 4.9 Amplitude en fonction de la fréquence pour la direction transversale

Le tableau 4.4 compare les résultats des deux types d'essais effectués où V est un mode vertical, T est un mode de torsion et H est un mode transversal.

Tableau 4.4 Comparaison des résultats des essais de vibration

Mode	Vibrations ambiantes		Vibrations forcées	
	f (Hz)	ξ (%)	f (Hz)	ξ (%)
V1	3,05	2,43	3,05	1,64
T1	4,58	1,31	4,50	0,94
T2	4,99	1,06	4,90	0,74
T3	5,83	1,18	5,70	0,83
H1	8,39	1,80	8,32	1,04
H2	15,57	1,87	16,50	1,65

Globalement, des écarts inférieurs à 10 % existent entre les résultats des deux types d'essais concernant les modes et fréquences propres. Par contre, les valeurs d'amortissement sont significativement plus faibles pour l'essai sous vibrations forcées. Dans la direction verticale, cela pourrait s'expliquer par le fait que le passage des véhicules lors de l'essai sous vibrations ambiantes constituait une sollicitation supérieure à celle de l'excitateur et que l'amortissement a augmenté avec la sollicitation. Par contre, il se peut que l'écart soit uniquement attribuable à la faible précision de l'estimation de l'amortissement obtenue de l'essai sous vibrations ambiantes. Dans tous les cas, l'amortissement de la structure varie entre 0,74 % et 2,43 % (avec la majorité des valeurs autour de 1,0 %), ce qui est très loin de la valeur de 5 % de l'amortissement critique communément utilisée comme amortissement élastique dans les analyses sismiques.

4.3 Calibration du modèle et analyse modale

Les modes de vibration obtenus par le modèle numérique de la structure ont été identifiés et comparés à ceux obtenus lors de l'essai sous vibrations ambiantes. Le modèle a ensuite été calibré de façon à représenter les modes réels le plus précisément possible. Pour ce faire, les éléments qui sont présents uniquement dans le modèle dynamique complet n'ont pas été considérés, car ces éléments n'avaient pas d'influence sur les résultats des essais de vibration étant donné la faible amplitude de la sollicitation lors des essais. Ces éléments ont été rajoutés après la calibration.

Pour faire correspondre les modes transversaux avec les données expérimentales, le moment d'inertie non fissuré a été utilisé dans le calcul de la rigidité de la poutre-chevêtre. Cela

est plausible puisque le pont est très peu âgé et donc très peu dégradé. En outre, le moment d'inertie dans l'axe faible des poutres longitudinales du grillage, une fois calibré avec les données expérimentales, se situe entre le moment d'inertie des poutres seules et celui des poutres avec la dalle. Les propriétés de torsion des poutres du grillage (J) ont été légèrement modifiées de façon à obtenir les bons modes de torsion du tablier.

Concernant la direction verticale, la rigidité flexionnelle calculée pour le tablier est de beaucoup inférieure à celle qui serait requise pour obtenir numériquement les modes mesurés. L'explication possible est que la postcontrainte présente dans les poutres a une influence sur la rigidité verticale du tablier. Saiidi et al., 1994 [64] avaient repéré cet effet lors d'essais en laboratoire et d'essais sur un pont avec précontrainte. Leur conclusion, qui a fait l'objet de nombreuses réactions [22], est que la précontrainte augmente significativement les fréquences de vibration dans la direction verticale en augmentant la rigidité de la structure. Les auteurs proposent une rigidité équivalente empirique EI_e pour le tablier, qui dépend de la force de précontrainte N et de la résistance en compression du béton. L'expression proposée est celle de l'équation 4.5.

$$EI_e = (1 + 1,75 \frac{N}{f'_c}) EI_g \quad (4.5)$$

En appliquant cette équation à la présente étude de cas pour une force de précontrainte approximative calculée de 13500 kN/poutre (selon le calcul ci-dessous) et en considérant la résistance du béton du tablier comme 50 MPa, on obtient un facteur de 1,47 à appliquer à la rigidité flexionnelle initiale du tablier du pont à l'étude pour tenir compte de la précontrainte des poutres.

$$A_{cables} = 0,01 \text{ m}^2/\text{poutre}$$

$$\sigma_{moy} = 1348 \text{ MPa (après pertes)}$$

$$N = \sigma A = 13480 \text{ kN/poutre}$$

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$EI_e = (1 + 1,75 \frac{13480 \times 10^3}{50 \times 10^6}) EI_g = 1,47 EI_g$$

En utilisant un facteur de 1,60 à l'inertie des poutres, le premier mode vertical correspond très bien à celui obtenu par l'essai sous vibrations ambiantes. Cette modification a donc été conservée.

Les fréquences de vibration tirées du modèle numérique normalisées par rapport aux fréquences mesurées sont montrées à la figure 4.10 pour les six modes qui ont été trouvés par l'essai sous vibrations ambiantes. On peut voir que le premier mode de torsion (T1) était

absent pour le modèle initial, mais qu'il est présent pour le modèle calibré (final). La figure montre clairement que les modes et les fréquences de vibration du modèle numérique final correspondent très bien à ceux obtenus à partir des données expérimentales.

Les modes de vibration sont schématisés à la figure 4.11. Comme les essais n'ont pas permis de déterminer la fréquence de vibration du mode longitudinal, la valeur donnée par le modèle (2,28 Hz) a été conservée. La fréquence du premier mode longitudinal est la plus faible pour le pont à l'étude (il s'agit donc du mode qui nécessite le moins d'énergie pour se former), mais elle est très près de la fréquence du premier mode vertical (2,99 Hz).

Afin de comparer les déformées modales obtenues expérimentalement (par l'essai sous vibrations ambiantes) et numériquement, la valeur du *Modal Assurance Criterion* (MAC) [53] a été calculée pour chaque mode. Le MAC est une mesure du degré de cohérence entre deux vecteurs (ici le vecteur de la déformée modale mesurée et le vecteur de la déformée modale calculée). On peut le déterminer à l'aide de l'équation 4.6, où ψ_A et ψ_X sont les deux vecteurs à comparer. Les valeurs possibles pour le MAC sont entre 0 et 1. Plus la valeur se rapproche l'unité, plus les deux vecteurs de déformées modales sont semblables et donc plus la représentation numérique est fidèle aux données expérimentales. Les valeurs du MAC calculées sont montrées au tableau 4.5. Pour tous les modes mesurés, la valeur est supérieure à 0,9, ce qui confirme que le modèle représente très bien le comportement dynamique du pont à l'étude.

$$MAC(A, X) = \frac{|\sum_{j=1}^n \{\psi_A\}_j \{\psi_X\}_j|^2}{(\sum_{j=1}^n \{\psi_A\}_j^2)(\sum_{j=1}^n \{\psi_X\}_j^2)} \quad (4.6)$$

Tableau 4.5 Comparaison des déformées modales calculées et mesurées à l'aide de la valeur du Modal Assurance Criterion (V : mode vertical, T : mode de torsion, H : mode transversal)

Mode	Valeur du MAC
V1	0,99
T1	0,98
T2	0,96
T3	0,97
H1	0,99
H2	0,93

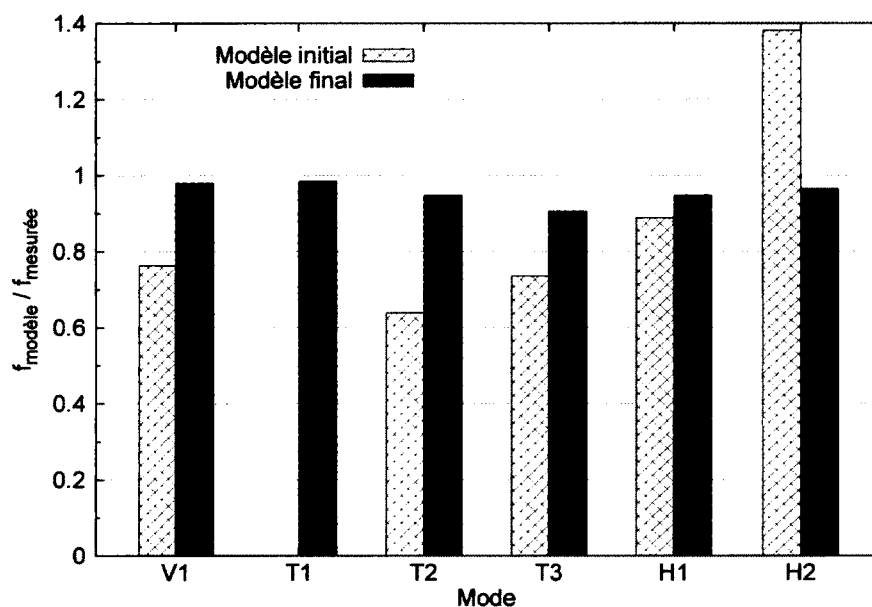


Figure 4.10 Comparaison fréquences de vibration du modèle Opensees et des fréquences mesurées par l'essai sous vibrations ambiantes (V : mode vertical, T : mode de torsion, H : mode transversal)

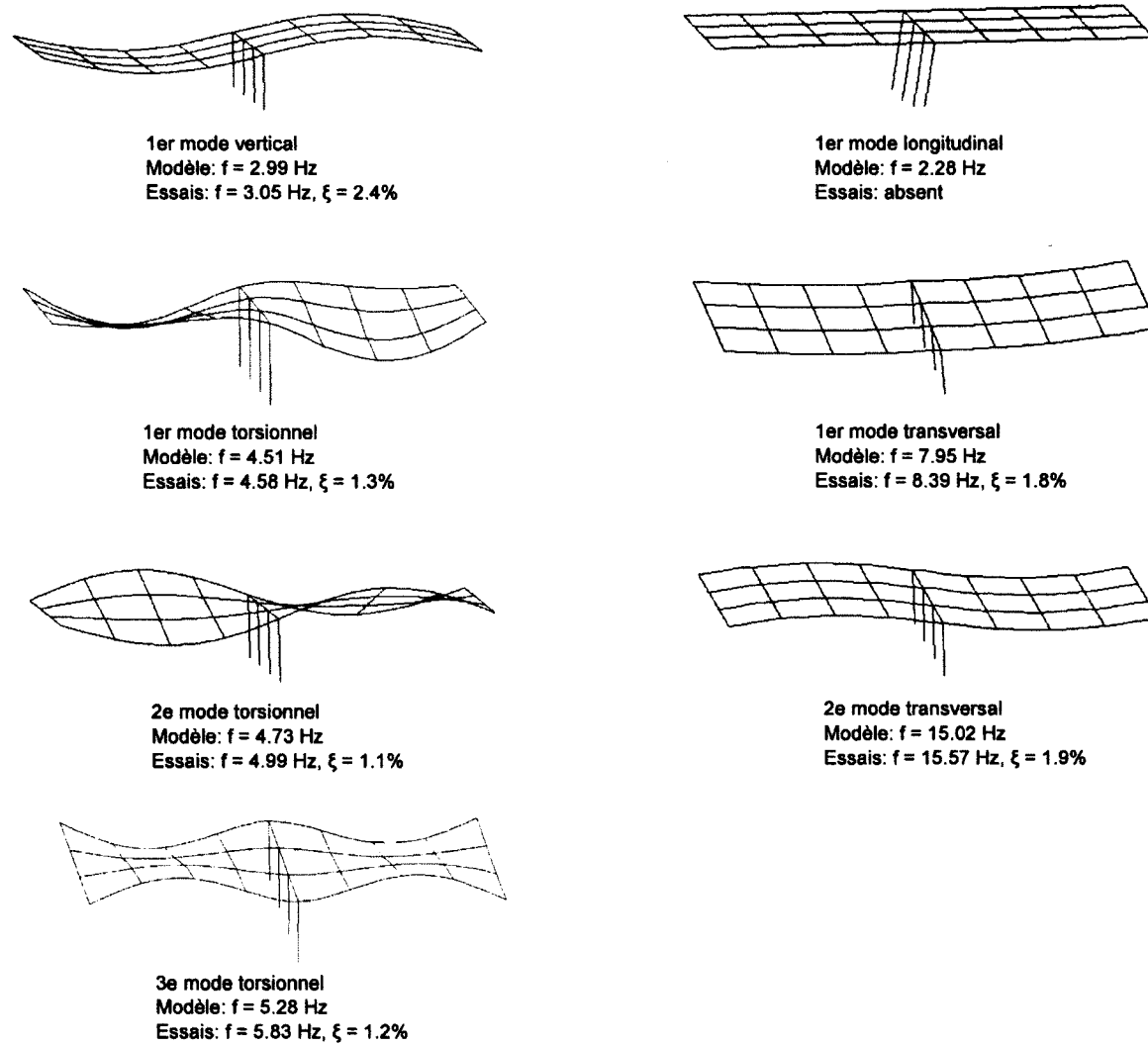


Figure 4.11 Comparaison des modes et fréquences de vibration obtenus du modèle numérique et de l'essai sous vibrations ambiantes

CHAPITRE 5

ANALYSES

Les buts principaux des analyses numériques sont de quantifier l'effet de l'utilisation d'un taux d'amortissement élastique inférieur à 5 % sur les résultats des analyses sismiques linéaires et non linéaires et de déterminer les différences dans les résultats de différentes méthodes d'analyse par rapport au taux d'amortissement considéré.

Pour ce faire, trois des méthodes décrites au chapitre 2 ont été utilisées pour analyser le pont qui a été modélisé, en variant l'amortissement élastique : la méthode unimodale linéaire, la méthode statique non linéaire utilisant des spectres inélastiques et la méthode dynamique non linéaire. De plus, divers paramètres ont été variés dans les analyses pour étendre la portée de la recherche à plus de cas. Les différents cas étudiés ainsi que la façon dont chacune des méthodes d'analyse a été appliquée à la présente étude de cas sont décrits plus en détail dans ce chapitre.

5.1 Cas étudiés

Les différents cas étudiés lors du présent projet de recherche sont résumés aux points qui suivent.

- Des taux d'amortissement de 1, 2, 3 et 5 % ont été utilisés afin de quantifier l'effet de l'amortissement visqueux élastique sur les résultats des analyses.
- Trois méthodes d'analyse ont été utilisées afin de comparer leurs résultats respectifs : la méthode unimodale linéaire, la méthode statique non linéaire et la méthode dynamique.
- La sollicitation sismique a été appliquée selon deux directions principales (longitudinale et transversale aux poutres) et des rapports d'élancement des poteaux (longueur/diamètre) de 4,1 (structure originale), 6,0 et 8,0 ont été considérés afin d'étudier des structures ayant différentes périodes fondamentales.
- Deux intensités sismiques ont été utilisées afin de comparer les résultats obtenus : une intensité correspondant à l'aléa de Sherbrooke (Québec) pour une période de

réurrence de 475 ans (intensité 1) et une intensité plus forte correspondant à l'aléa de La Malbaie (Québec) pour une période de réurrence de 1000 ans (intensité 2).

- Pour les analyses statiques, deux types de facteurs de correction des spectres sismiques ont été utilisés afin de déterminer quel genre de facteurs donnent les résultats les plus près de ceux des analyses dynamiques : ceux d'Atkinson et Pierre et ceux de l'Eurocode 8 (voir section 5.2).
- Pour les analyses dynamiques, deux types de modèles ont été considérés afin de comparer les résultats obtenus par un modèle simple et ceux obtenus par un modèle plus précis.

Toutes les combinaisons des paramètres ci-dessus ont été étudiées. Le tableau 5.1 résume les différents paramètres qui ont été variés dans les analyses. Au total, plus de 190 analyses statiques (méthodes unimodale linéaire et statique non linéaire confondues) et 800 analyses dynamiques (*time-history analyses*) ont été effectuées.

Tableau 5.1 Résumé des cas étudiés

Méthode d'analyse	Cas étudiés
Méthode unimodale linéaire	2 types de facteurs de modification des spectres sismiques 2 directions de chargement : longitudinal et transversal 2 intensités sismiques $\xi=1, 2, 3$ et 5 % L/D des poteaux = 4,1, 6,0 et 8,0 Total : 96 analyses
Méthode statique non linéaire	2 types de facteurs de modification des spectres sismiques 2 directions de chargement : longitudinal et transversal 2 intensités sismiques $\xi=1, 2, 3$ et 5 % L/D des poteaux = 4,1, 6,0 et 8,0 Total : 96 analyses
Méthode dynamique	2 directions de chargement : longitudinal et transversal 1 ^{ere} intensité sismique avec 9 accélérogrammes 2 ^e intensité sismique avec 8 accélérogrammes $\xi=1, 2, 3$ et 5 % L/D des poteaux = 4,1, 6,0 et 8,0 2 types de modèles : simplifié et complet Total : 816 analyses

5.2 Spectres de dimensionnement considérés pour les analyses statiques

Les méthodes unimodale linéaire et statique non linéaire nécessitent l'utilisation de spectres de dimensionnement (aussi appelés spectres d'aléa sismique). Un des spectres d'aléa sismique uniformisé considérés dans les analyses est celui du Code canadien de calcul des ponts routiers [12] pour la ville de Sherbrooke (Québec), considérant une période de récurrence de 475 ans, un facteur d'importance de 1,5 (pont d'urgence) et un sol de type II. Une deuxième intensité sismique, celle de La Malbaie (Québec) pour une période de récurrence de 1000 ans et un sol de type C (équivalent au type II), a été considérée dans le but de voir les effets d'un plus haut niveau de sollicitation sur les résultats des différentes analyses. L'aléa sismique de la Malbaie est tiré du CNBC 2010 [19] (car la norme *CAN/CSA S6-06* ne donne pas les valeurs d'accélération spectrale pour des périodes de récurrence plus longues que 475 ans). Les spectres sismiques des deux intensités considérées sont comparés à la figure 5.1.

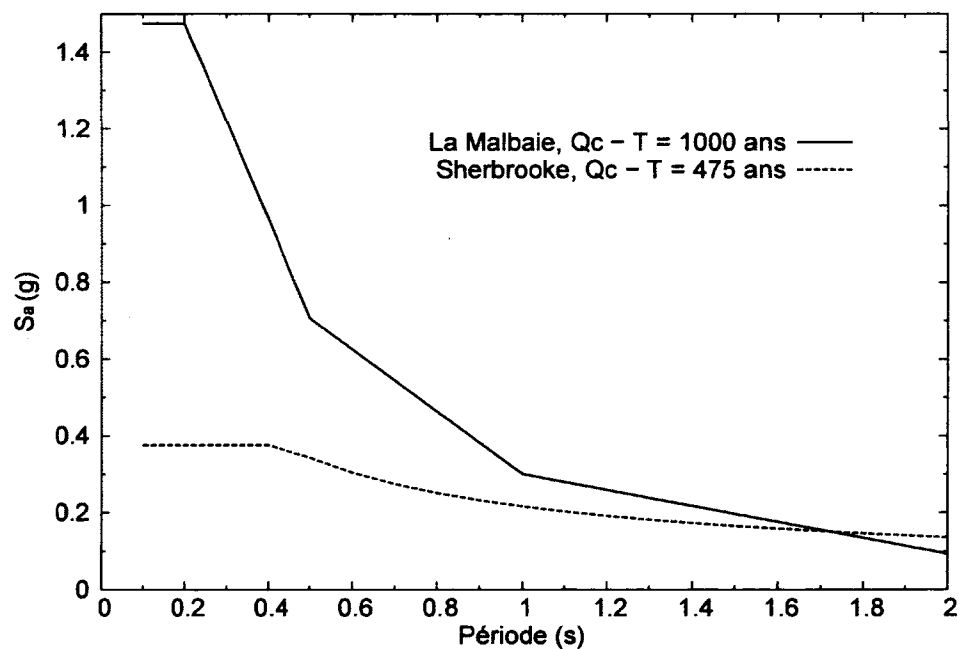


Figure 5.1 Spectres d'aléa sismique utilisés (avec $\xi=5\%$)

Dans la norme *CAN/CSA S6-06*, les spectres de dimensionnement sont donnés considérant un taux d'amortissement visqueux élastique de 5 %. Des facteurs d'amplification du spectre doivent donc être utilisés pour prendre en compte un taux d'amortissement plus faible. Si diverses références proposent des facteurs de correction, la plupart s'attardent à trouver des facteurs pour un amortissement plus élevé dans le but d'intégrer l'effet d'amortisseurs

sismiques ou pour calculer un amortissement équivalent, par exemple. Ainsi, peu d'études se sont attardées à l'effet de l'amortissement pour des valeurs inférieures à 5 %. Dans le cas des normes, certaines proposent un coefficient de correction de 1,25 à appliquer à l'accélération spectrale si le concepteur désire prendre en compte un amortissement de 2 % au lieu de 5 % (FEMA-273, NEHRP 2000, IBC 2000, UBC-97), mais peu de détails sont donnés à cet effet.

Les facteurs proposés par deux études seront utilisés dans cette recherche afin de prendre en compte un amortissement inférieur à 5 %. D'abord, Priestley, 2007 [59] propose l'équation de l'Eurocode 8 [10] (équation 5.1) qui donne une valeur de R par laquelle multiplier les valeurs du spectre. Dans l'équation 5.1, ξ est le taux d'amortissement élastique.

$$R = \sqrt{\frac{0,1}{0,05 + \xi}} \geq 0,55 \quad (5.1)$$

Cette équation donne des valeurs de R d'environ 1,30 pour $\xi = 0,01$, 1,20 pour $\xi = 0,02$ et 1,12 pour $\xi = 0,03$.

Ensuite, Atkinson et Pierre, 2004 [4] ont développé des facteurs de correction qui sont valides pour l'est de l'Amérique du Nord. Ces facteurs sont des valeurs moyennes qui ressortent de leurs analyses qui portaient sur l'effet de l'amortissement élastique sur la demande spectrale. Les facteurs varient en fonction de la période de vibration et sont valides pour des séismes de magnitude égale ou supérieure à 5 et d'une distance inférieure à 150 km (ce qui est le cas pour les analyses de cette recherche).

Les facteurs donnés par l'Eurocode 8 et par Atkinson et Pierre sont montrés à la figure 5.2 en fonction de la période. On remarque que les valeurs d'Atkinson et Pierre sont beaucoup plus élevées, surtout pour les périodes courtes. Les deux types de facteurs ont été utilisés pour modifier les spectres de demande sismique utilisés lors des analyses statiques de cette recherche et les résultats qui en découlent ont été comparés.

5.3 Application des méthodes d'analyse

5.3.1 Méthode unimodale linéaire

Pour les analyses linéaires, les éléments non linéaires ont été supprimés du modèle Open-sees. Les poteaux ont été modélisés à l'aide d'éléments de type *elasticBeamColumn*, qui nécessitent l'utilisation de propriétés équivalentes (E , I , G , J).

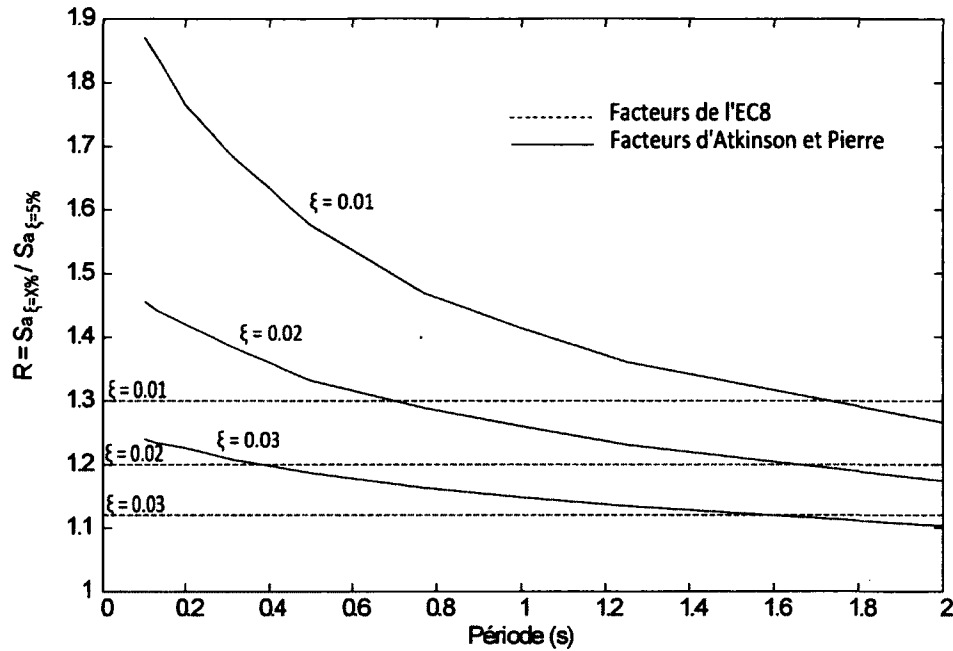


Figure 5.2 Facteurs de correction des spectres (R) en fonction de la période et de l'amortissement élastique

Dans la direction longitudinale, une inertie effective des poteaux a été considérée pour considérer la perte de rigidité lors de la fissuration du béton. Le moment d'inertie effectif trouvé à l'aide de l'équation 5.2 a été utilisé. Dans l'équation 5.2, M_y et ϕ_y sont les valeurs du moment et de la courbure au point de plastification de la relation moment-courbure bilinéarisée. La relation moment-courbure d'un poteau est montrée à la figure 5.3 pour le modèle non linéaire et pour le modèle linéaire avec inertie effective.

$$EI_e = \frac{M_y}{\phi_y} \quad (5.2)$$

Dans la direction transversale, le pont est très peu sollicité et l'inertie brute I_g a été utilisée pour ne pas sous-estimer la rigidité de la pile.

La période de vibration du pont a été calculée à l'aide de la rigidité initiale du pont. La période de vibration fondamentale est ensuite utilisée pour déterminer la valeur de C_{sm} (voir section 2.3.1). La norme permet de calculer la période de vibration avec EI ou avec EI_e . Or, comme dans le cas présent il existe une grande différence entre les deux rigidités, l'utilisation de EI_e entraîne une surestimation de la flexibilité du modèle et donc une sous-estimation de la demande sismique. En utilisant EI , on sous-estime la période de vibration fondamentale, mais cette façon de faire est conservatrice. On obtient alors des déplacements et des efforts surestimés. La réalité se situe entre ces deux extrêmes.

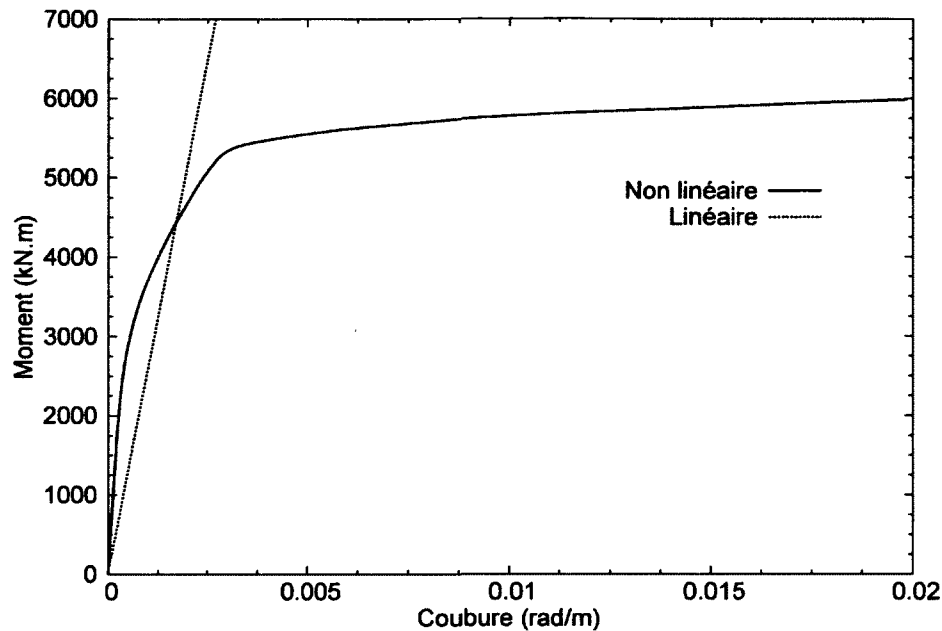


Figure 5.3 Relation moment-courbure des poteaux - direction longitudinale

5.3.2 Méthode statique non linéaire

La méthode statique non linéaire qui a été utilisée est la méthode du spectre de capacité utilisant des spectres inélastiques telle que décrite par Fajfar, 1999 [30]. Cette méthode s'applique bien au pont à l'étude, qui est régulier (2 travées, biais faible) et dont le comportement peut s'apparenter à celui d'un système à un seul degré de liberté.

Pour l'application de cette méthode, les poteaux sont modélisés par des éléments non linéaires de type *forceBeamColumn*. La représentation du comportement de la structure est donc plus près de la réalité que pour la méthode unimodale linéaire, mais elle reste très approximative en raison des hypothèses qui doivent être faites sur la façon de bilinéariser la courbe force-déplacement, sur le niveau de dissipation d'énergie de la structure, sur la relation $R-\mu-T$ applicable, etc.

Lors de l'application de la méthode, la courbe de capacité de la structure doit être bilinéarisée. Pour la direction transversale, la courbe de capacité du pont est pratiquement bilinéaire et présente une rigidité postplastification très importante, car les efforts sont repris par les culées une fois les poteaux de la pile plastifiés. Contrairement aux indications de la méthode statique non linéaire, qui prescrivent que la courbe de capacité doit être modifiée pour correspondre à un comportement élasto-plastique, la rigidité postplastification a été conservée, tel que recommandé par Isakovic et Fischinger, 2006 [35]. En effet, le comportement ne peut pas s'assimiler à celui d'un système élasto-plastique dans

le cas d'un pont avec appuis fixes transversalement ; cela surestimerait beaucoup trop les déplacements. Pour la direction longitudinale, la méthode de la conservation de l'énergie (égalité de l'aire sous la courbe exacte et sous la courbe bilinéarisée) avec le critère que les deux courbes doivent se croiser entre 60 et 75 % de la limite plastique a été utilisée ici. Le système est considéré comme ayant un comportement élasto-plastique dans cette direction. Les courbes de capacité obtenues pour le pont à l'étude ($L/D=4,1$) sont présentées à la figure 5.4 pour chaque direction de chargement considérée. Notons que ces courbes ont été recalculées pour les autres rapports L/D des poteaux considérés (6,0 et 8,0).

Pour l'application de la méthode statique non linéaire, des relations $R - \mu - T$ sont nécessaires pour déterminer la ductilité (μ) en fonction du facteur de réduction de la force (R) et de la période (T). Encore une fois, plusieurs de ces relations sont présentes dans la littérature [50, 54, 69]. La relation proposée par Paulay et Priestley (1992), recommandée par Paultre, 2005 [55], est utilisée ici et est la suivante :

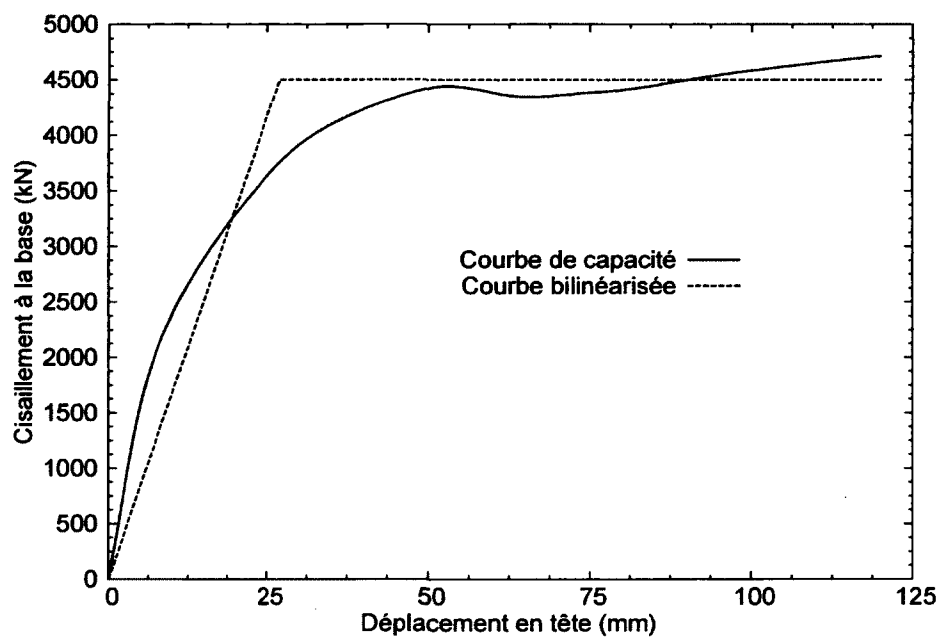
$$R = \begin{cases} \mu & \text{pour } T > 0.7 \\ 1 + (\mu - 1)T/0.7 & \text{pour } 0 < T < 0.7 \\ 1 & \text{pour } T = 0 \end{cases} \quad (5.3)$$

Fajfar recommande aussi de modifier la ductilité calculée par la méthode statique non linéaire de façon à tenir compte de l'accumulation des dommages, qui résulte des cycles d'excursion plastique. Une ductilité cyclique peut être trouvée (par opposition à la ductilité monotonique d'abord calculée). Fajfar recommande d'utiliser le modèle de Park-Ang, 1984 [29, 52], ce qui a été fait. L'équation 5.4, où β est un paramètre qui définit la dégradation de la rigidité dans le modèle et γ est relié au ratio entre l'énergie hystérétique dissipée et le déplacement maximal, établit la relation entre les deux types de ductilité. En moyenne, $\beta = 0,15$ et $\gamma = 1,0$ [29, 30]. Le facteur μ_c/μ_m s'applique aux déplacements obtenus.

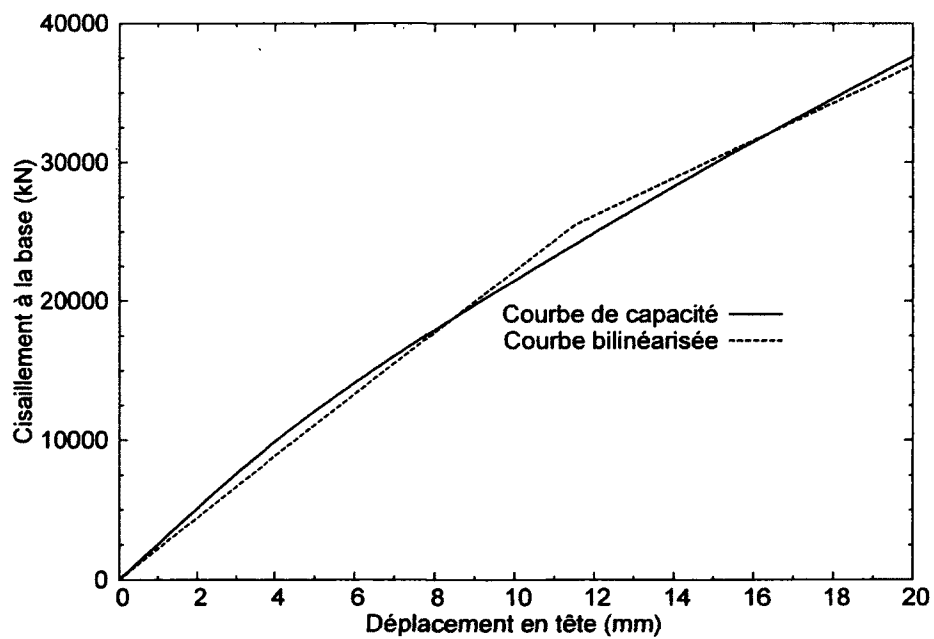
$$\frac{\mu_c}{\mu_m} = \frac{1}{1 + \beta\gamma^2\mu_c} \quad (5.4)$$

Un exemple de la superposition des courbes de capacité bilinéarisées et des spectres de dimensionnement est montré à la figure 5.5 pour les deux directions principales de chargement et pour les facteurs de modification des spectres sismiques d'Atkinson et Pierre. Les spectres sur les figures sont les spectres inélastiques obtenus pour l'intensité de Sherbrooke (Québec). On remarque que le pont est relativement peu sollicité dans la direction

transversale puisque les deux courbes se croisent à de faibles déplacements spectraux, et cela peu importe la valeur de l'amortissement.

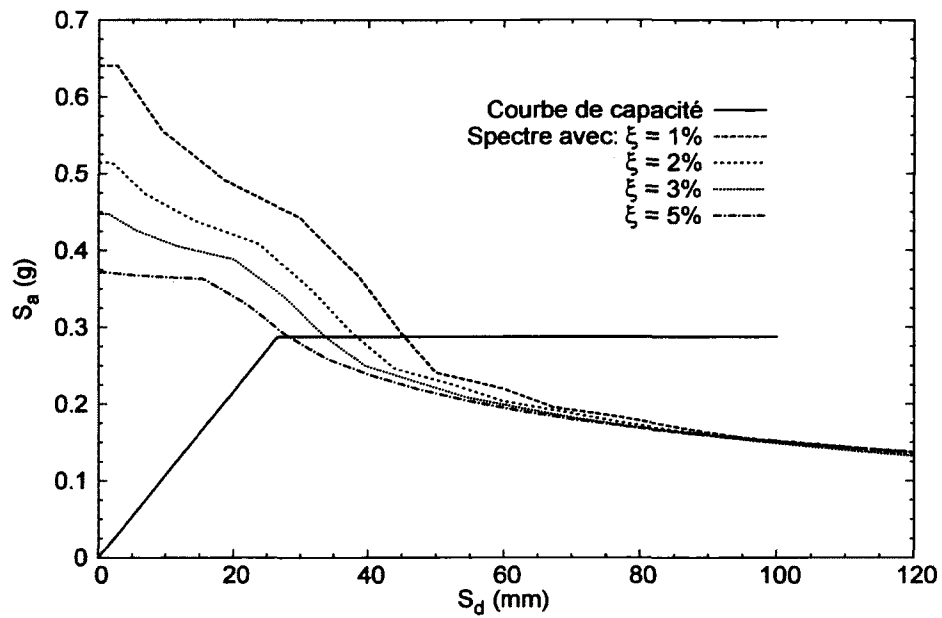


(a) Direction longitudinale

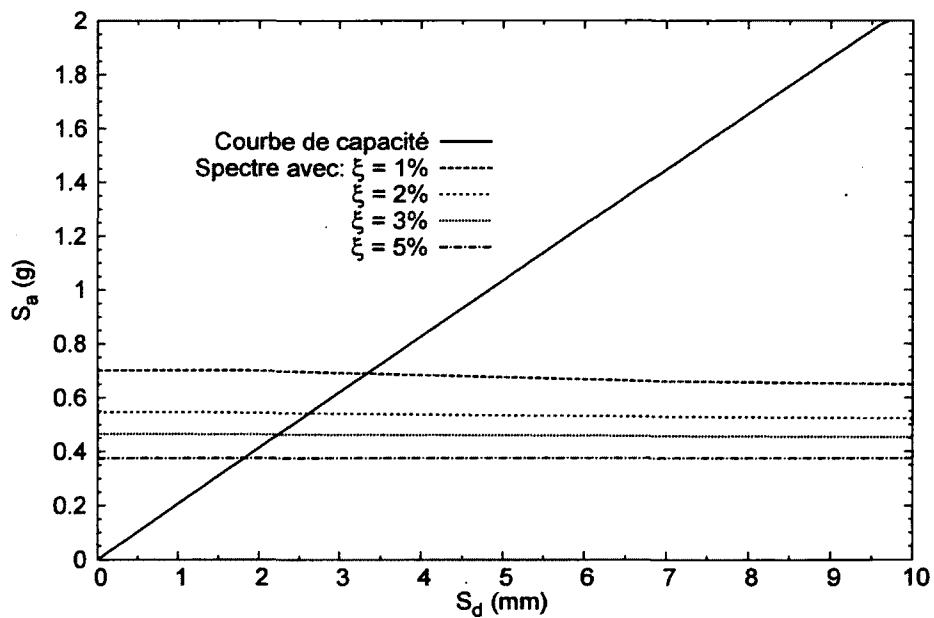


(b) Direction transversale

Figure 5.4 Bilinearisation de la courbe de capacité du pont ($L/D=4,1$)



(a) Direction longitudinale



(b) Direction transversale

Figure 5.5 Superposition des courbes - facteurs d'Atkinson et Pierre, intensité 1 ($L/D=4,1$)

5.3.3 Méthode dynamique

Cette méthode est la plus précise des trois et prend en compte la non linéarité des éléments ainsi que la dissipation d'énergie produite lors du déplacement cyclique de la structure. Pour l'appliquer, plusieurs accélérogrammes compatibles à l'aléa sismique visé ont d'abord été choisis. Les accélérogrammes sont ceux générés par Atkinson, 2009 [3] pour un sol de type C (capacité moyenne), ajustés à l'aléa spécifié par la norme *CAN/CSA S6-06* pour l'intensité de Sherbrooke (Québec) et par le *CNBC 2010* pour l'intensité de La Malbaie (Québec). Les accélérogrammes choisis sont ceux présentant l'écart type le plus faible entre le spectre fréquentiel de l'accélérogramme et le spectre d'aléa sismique uniformisé, autour de la plage de périodes d'intérêt (autour de la période fondamentale).

La période fondamentale de la structure est différente pour chaque direction et chaque rapport L/D des poteaux considérés, tel que montré au tableau 5.2. Des accélérogrammes différents ont été sélectionnés dans chaque cas afin qu'ils correspondent le mieux possible, dans la zone de la période fondamentale, à l'aléa sismique visé. La plage de période considérée pour la sélection des accélérogrammes est montrée au tableau 5.3 pour chaque cas. Les plages du tableau 5.3 comprennent des périodes significativement plus longues que les périodes fondamentales, car ces dernières augmenteront lors de la dégradation de la rigidité de la structure.

Tableau 5.2 Période fondamentale de la structure selon le rapport L/D des poteaux et la direction du chargement

L/D	Direction longitudinale	Direction transversale
4,1	0,42 sec.	0,13 sec.
6,0	0,76 sec.	0,15 sec.
8,0	1,19 sec.	0,17 sec.

Tableau 5.3 Plage de période considérée pour l'ajustement des séismes selon le rapport L/D des poteaux et la direction du chargement

L/D	Direction longitudinale	Direction transversale
4,1	0,1 à 1,0 sec.	0,1 à 0,3 sec.
6,0	0,3 à 2,5 sec.	0,1 à 0,3 sec.
8,0	0,3 à 2,5 sec.	0,1 à 0,3 sec.

Une fois les accélérogrammes choisis, les valeurs d'accélération données par Atkinson sont corrigées pour qu'elles correspondent à l'amplitude du spectre d'aléa sismique visé en les multipliant par la moyenne des rapports de l'accélération spectrale du spectre visé à l'accélération spectrale de l'accélérogramme considéré, sur la plage de périodes d'intérêt (la plage du tableau 5.3).

Pour l'intensité 1 (Sherbrooke, $T=475$ ans), les accélérogrammes qui correspondent le mieux à la localisation du pont sont ceux de la série de magnitude 6 à une distance de 10 à 15 km et de la série de magnitude 7 à une distance de 15 à 25 km. Neuf accélérogrammes ont été ainsi sélectionnés pour chaque cas et introduits dans le modèle numérique pour observer la réponse dynamique du pont et comparer les valeurs maximales des déplacements et des efforts à celles obtenues par les autres méthodes d'analyse. Pour l'intensité 2 (La Malbaie, $T=1000$ ans), le même processus est répété. Huit accélérogrammes de la série de magnitude 7 à une distance de 15 à 25 km ont été choisis.

L'amortissement visqueux élastique a été introduit dans le modèle sous la forme d'un amortissement de Rayleigh. Opensees permet de calculer l'amortissement de Rayleigh en utilisant la rigidité tangente à chaque itération selon l'équation 5.5, où a_0 et a_1 sont des constantes.

$$C = a_0 M + a_1 K_t \quad (5.5)$$

Après des analyses préliminaires, il a été déterminé que la fréquence de vibration du premier mode pouvait diminuer de 40 %, pour la majorité des cas, en raison de la dégradation de la rigidité des poteaux lors d'excursions plastique. La réduction des fréquences est négligeable dans la direction transversale puisque la pile se comporte de façon élastique.

Dans la direction longitudinale, le premier mode de vibration comprend pratiquement 100 % de la masse modale. Selon les recommandations de Charney, 2008 [15], les constantes a_0 et a_1 ont donc été calculées en fixant l'amortissement à la fréquence du premier mode de vibration ainsi qu'à une fréquence de 40 % inférieure à cette dernière pour éviter de sur-amortir ces dernières. Dans la direction transversale, l'amortissement du premier mode de vibration transversal et celui du premier mode de vibration longitudinal ont été fixés pour calculer les constantes. La courbe du taux d'amortissement intégré au modèle en fonction de la fréquence de vibration du pont est montrée à la figure 2.5 pour la direction transversale.

Finalement, l'algorithme d'intégration de Newmark avec accélération moyenne a été utilisé pour l'intégration numérique pas-à-pas.

Encore une fois, pour les analyses dynamiques, deux types de modèle ont été comparés. Le premier est appelé le modèle simplifié et seuls les poteaux de la pile sont modélisés comme ayant un comportement non linéaire, à l'aide d'éléments *forceBeamColumn*. Le second est le modèle complet et il comprend le comportement non linéaire des matériaux des poteaux ainsi que le glissement des barres d'armature de la pile (aux interfaces poteau-fondation et poteau-chevêtre), la dissipation d'énergie due aux appuis en élastomère confiné (direction longitudinale) et l'effet du sol et des culées (modélisé par des ressorts et des amortisseurs). Le modèle simplifié pourrait s'approcher davantage d'un modèle dynamique simple utilisé dans la pratique de l'ingénierie tandis que le modèle complet est plus complexe et représente plus précisément le comportement de la structure.

Les résultats des analyses numériques effectuées à l'aide des différentes méthodes et des différents modèles sont présentés et font l'objet d'une discussion dans le prochain chapitre.

CHAPITRE 6

RÉSULTATS ET DISCUSSION

Les résultats des différentes analyses mentionnées au chapitre 5 sont présentés dans le présent chapitre. Les analyses numériques ont été réalisées grâce aux ressources informatiques (ordinateurs et serveurs de calcul) offertes par le *Network for Earthquake Engineering Simulation* [46].

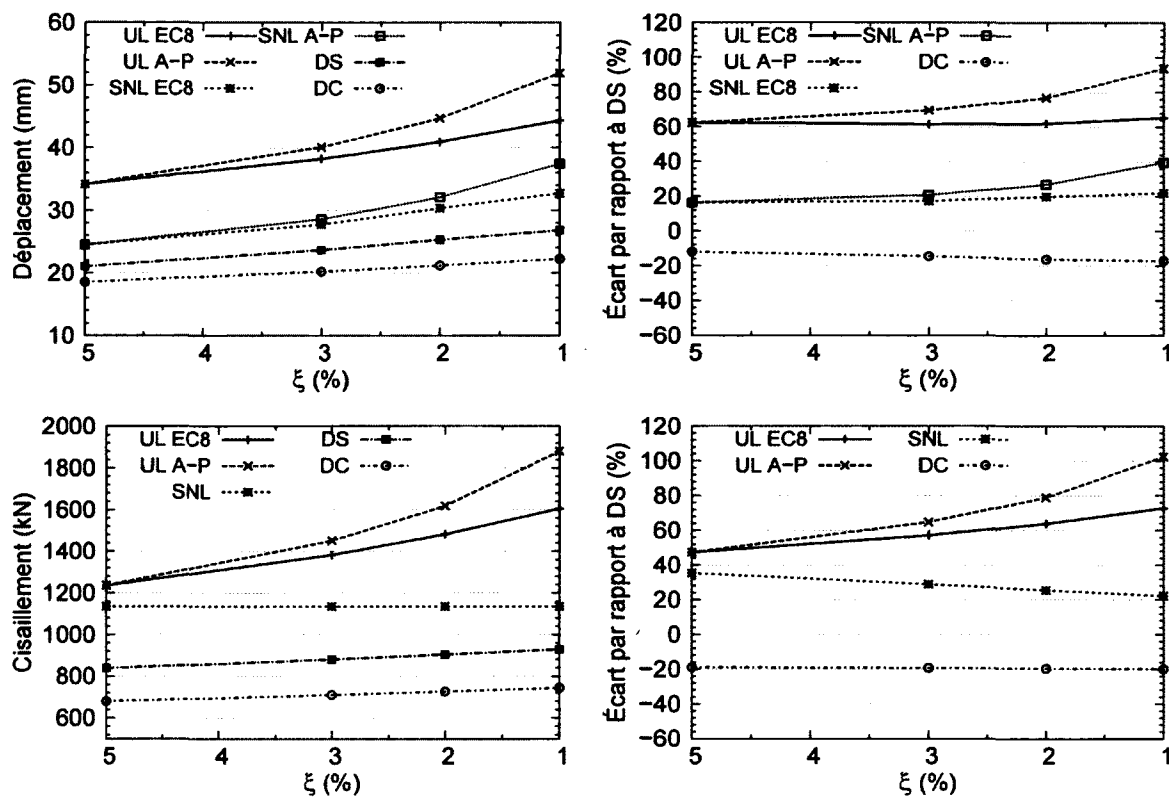
Les titres des tableaux et figures contiennent une abréviation qui permet d'identifier rapidement à quelle méthode d'analyse les résultats sont reliés (méthode unimodale linéaire : UL, méthode statique non linéaire : SNL, méthode dynamique avec modèle simplifié : DS et méthode dynamique avec modèle complet : DC). L'abréviation A-P signifie que les facteurs de modification des spectres d'Atkinson et Pierre ont été utilisés et l'abréviation EC8 signifie qu'il s'agit plutôt de ceux proposés par l'Eurocode 8. Le numéro qui suit cette abréviation correspond à l'intensité sismique (1 ou 2).

Une comparaison des résultats obtenus par chacune des trois méthodes d'analyse considérées est d'abord effectuée. Par la suite, l'effet de l'amortissement sur les déplacements et les efforts maximums est quantifié.

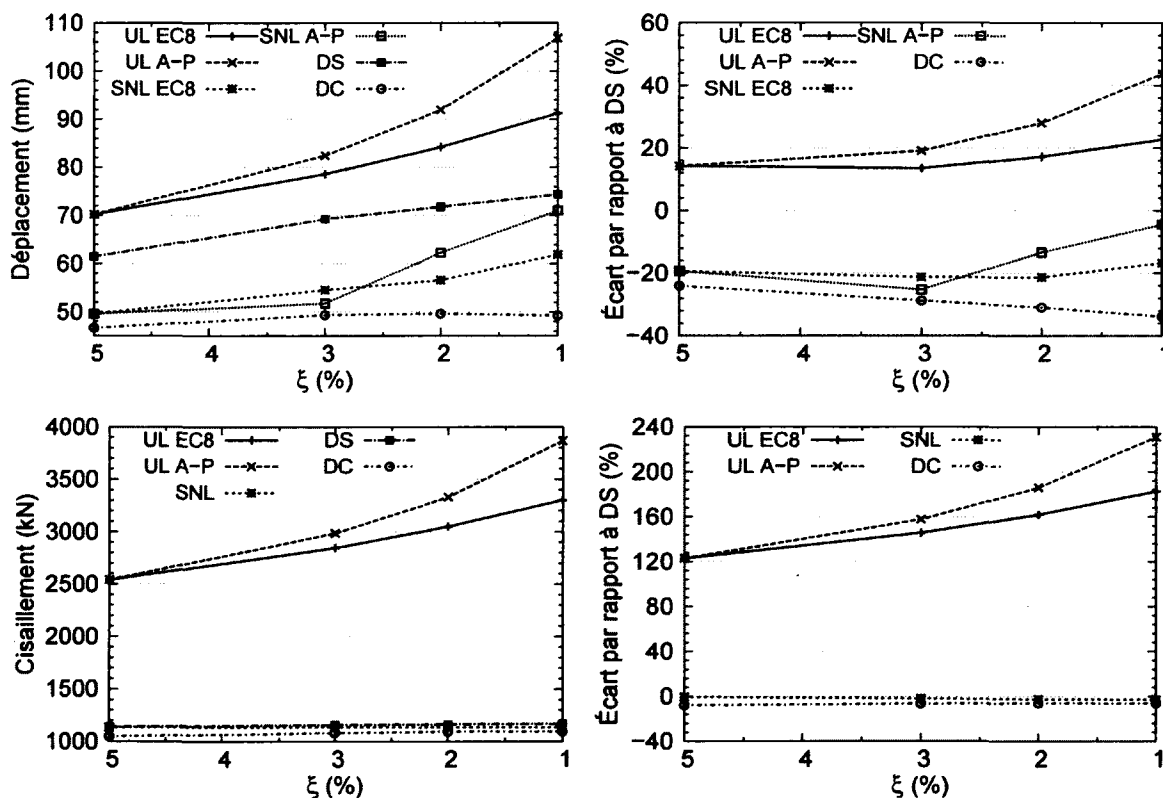
6.1 Comparaison des méthodes

6.1.1 Direction longitudinale

Les figures 6.1 à 6.3 comparent les résultats des analyses pour la direction longitudinale. Chaque figure montre les résultats pour un rapport L/D des poteaux et pour les deux intensités sismiques. Pour chaque intensité, il y a quatre graphiques. Les deux graphiques de gauche montrent le déplacement maximum en tête et le cisaillement maximum à la base d'un poteau, calculés pour chaque méthode d'analyse en fonction du taux d'amortissement. Les deux graphiques de droite montrent les mêmes résultats, mais ils sont normalisés et présentés en pourcentage d'erreur par rapport aux résultats obtenus par la méthode dynamique qui utilise le modèle simplifié (DS). Tous les résultats des analyses dynamiques (DS et DC) sur les figures sont les valeurs moyennes des huit ou neuf accélérographes utilisés pour chaque cas. Notons que pour les analyses avec le modèle complet (DC), les déplacements sont relatifs (tablier-fondation).



(a) Intensité 1



(b) Intensité 2

Figure 6.1 Résultats de chaque méthode d'analyse en fonction de ξ pour $L/D=4,1$ - direction longitudinale

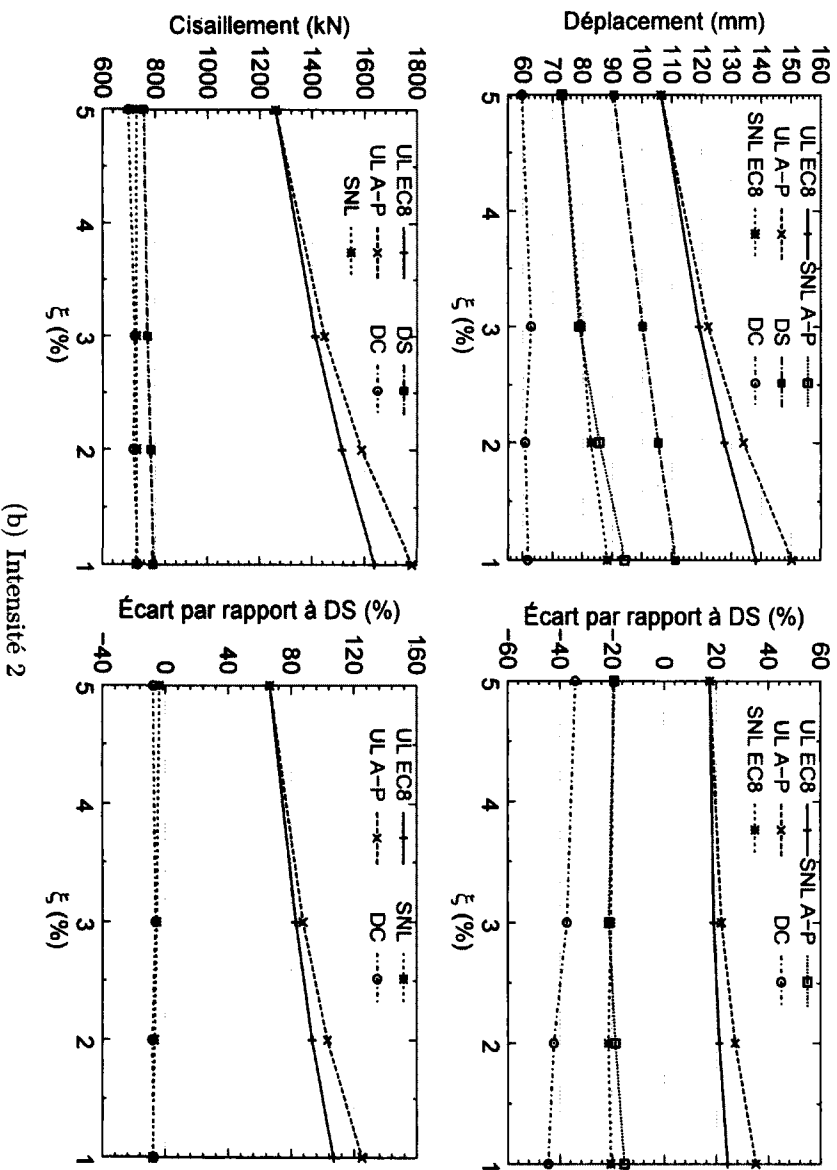
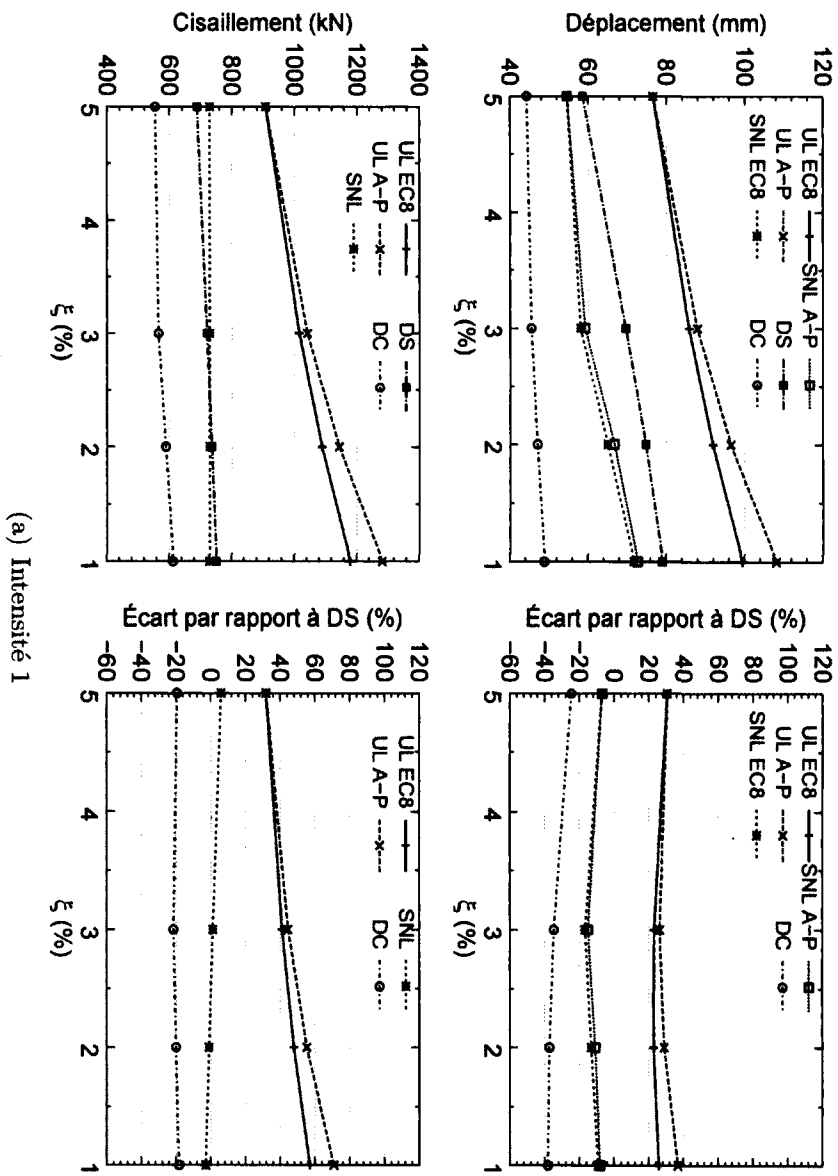
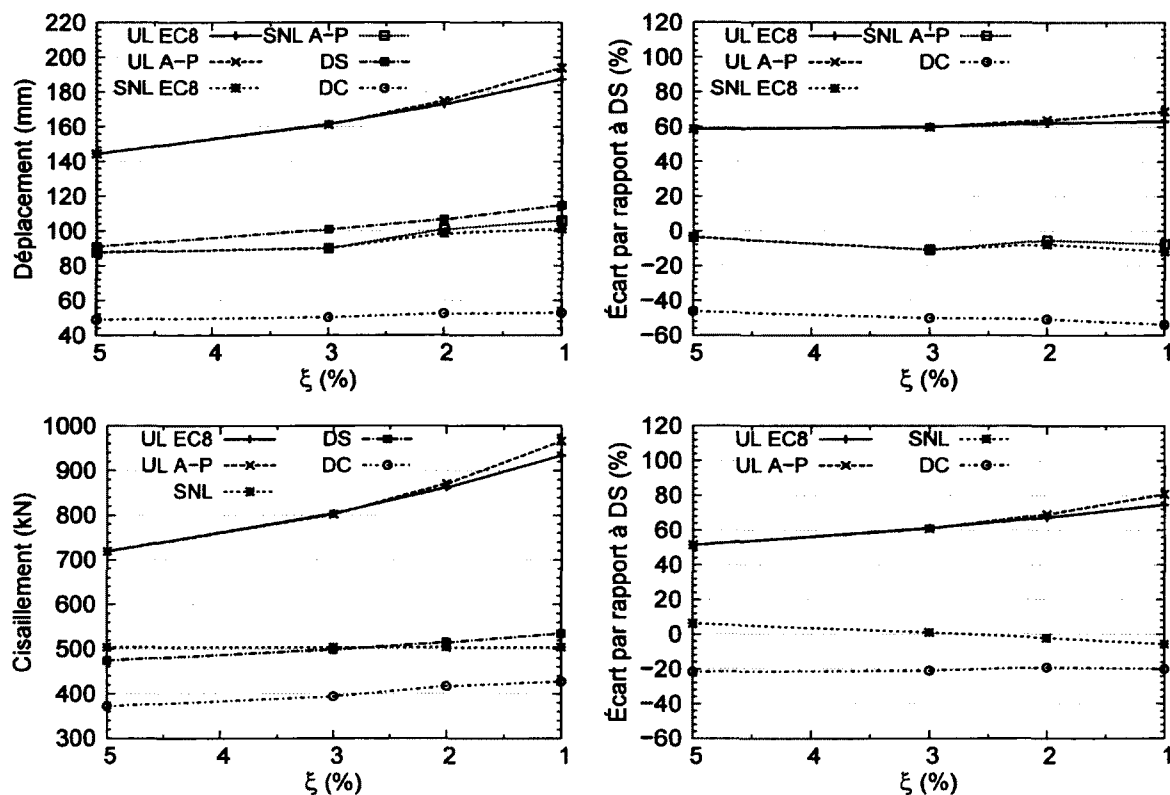
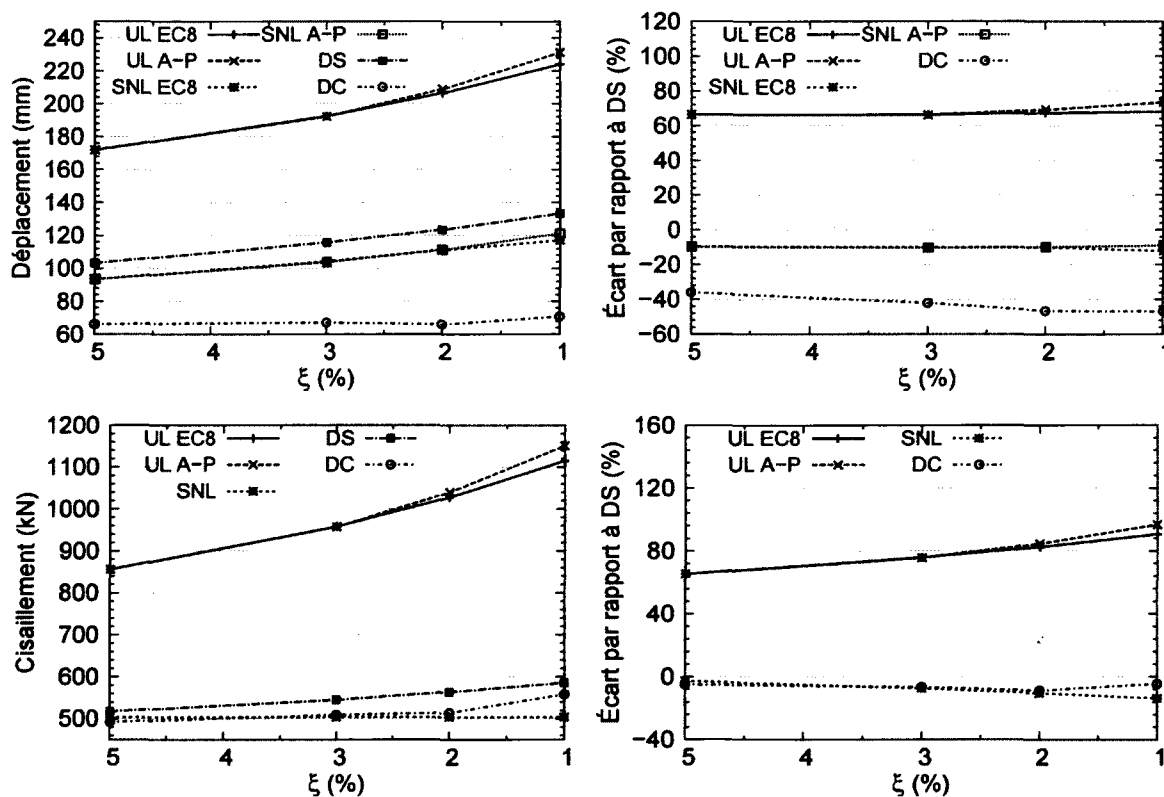


Figure 6.2 Résultats de chaque méthode d'analyse en fonction de ξ pour $L/D=6,0$ - direction longitudinale



(a) Intensité 1



(b) Intensité 2

Figure 6.3 Résultats de chaque méthode d'analyse en fonction de ξ pour $L/D=8,0$ - direction longitudinale

6.1.2 Direction transversale

Les figures 6.4 à 6.6 comparent les résultats des différentes méthodes d'analyse pour la direction transversale. Les figures suivent le même principe que celles montrées pour la direction longitudinale.

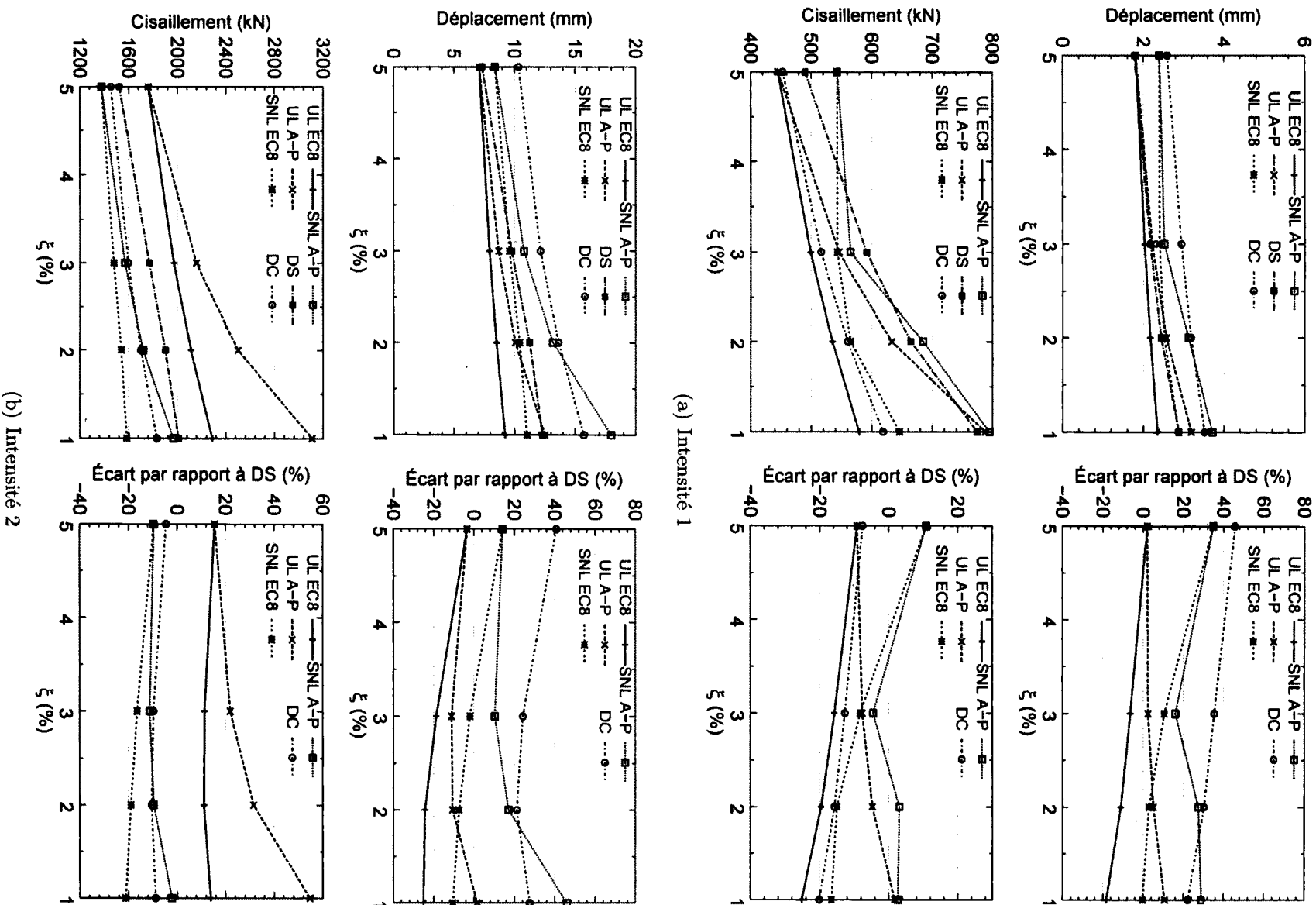
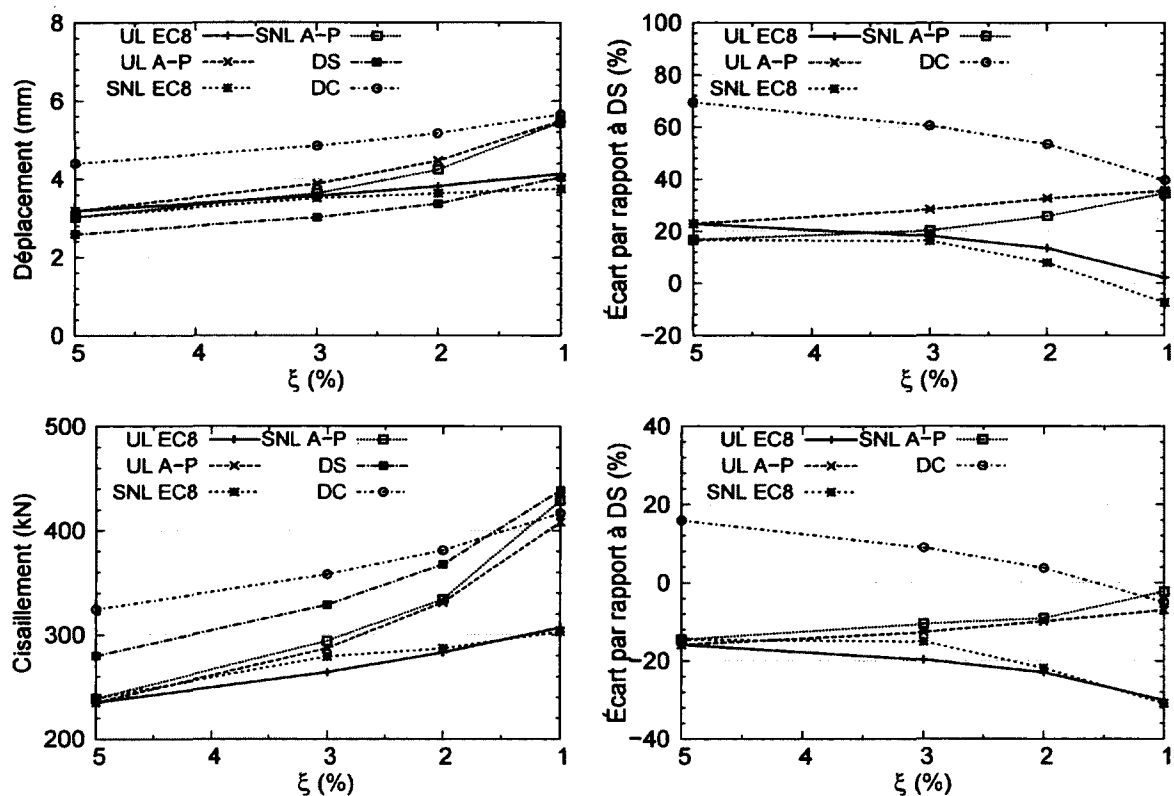
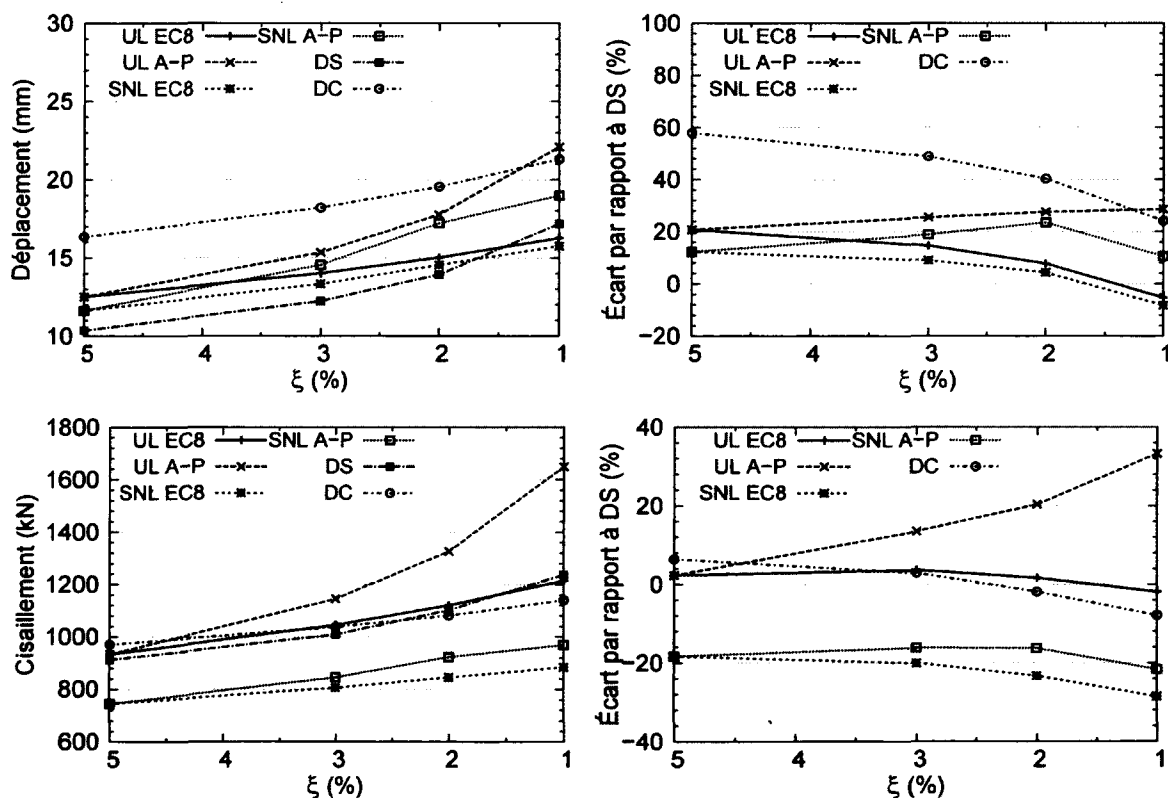


Figure 6.4 Résultats de chaque méthode d'analyse en fonction de ξ pour $L/D=4,1$ - direction transversale

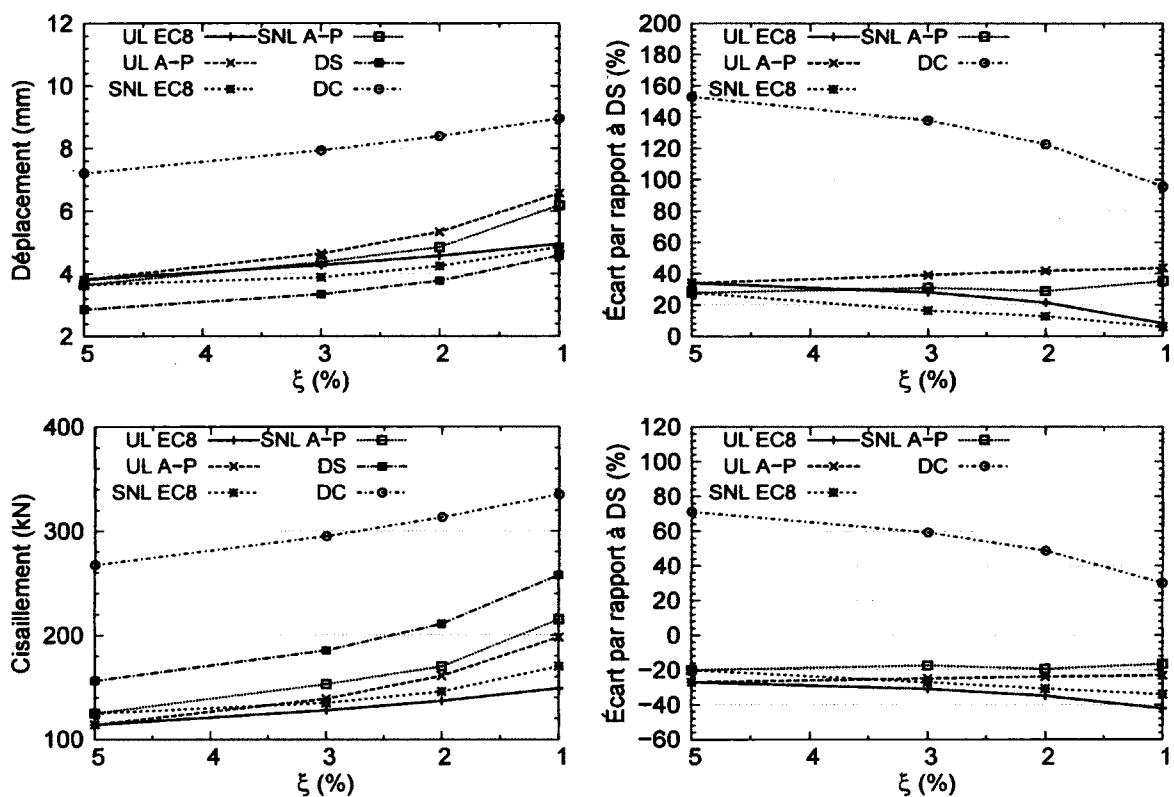


(a) Intensité 1

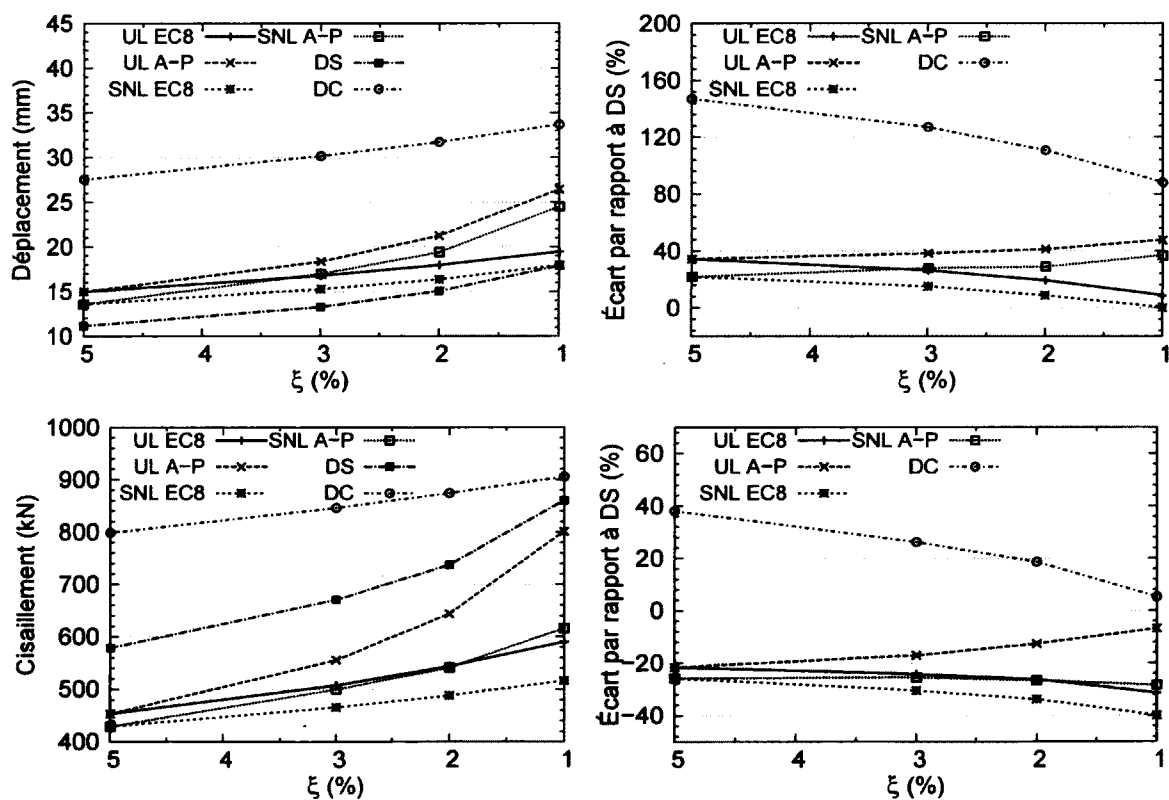


(b) Intensité 2

Figure 6.5 Résultats de chaque méthode d'analyse en fonction de ξ pour $L/D=6,0$ - direction transversale



(a) Intensité 1



(b) Intensité 2

Figure 6.6 Résultats de chaque méthode d'analyse en fonction de ξ pour $L/D=8,0$ - direction transversale

6.1.3 Discussion des résultats

Direction longitudinale

Dans la direction longitudinale, on remarque qu'en général, la méthode statique non linéaire et la méthode dynamique utilisant le modèle simplifié donnent des résultats assez semblables au niveau des déplacements (l'écart moyen par rapport au modèle DS avoisine 20 %) alors que la méthode unimodale les surestime beaucoup (de 15 % à 80 %). Les résultats de la méthode unimodale pourraient correspondre à ceux qu'obtiendrait un ingénieur de la pratique qui appliquerait la norme *CAN/CSA S6-06*, qui se doit d'être conservatrice dans ses résultats.

La méthode unimodale linéaire suppose adéquat le critère d'égalité des déplacements entre un système linéaire et un système non linéaire. Or, les systèmes fortement plastifiés et dont la période fondamentale est faible ne respectent pas ce critère. Dans ces cas, les déplacements du système non linéaire sont plus élevés que ceux du système linéaire, ce qui réduit la marge de sécurité de la méthode unimodale linéaire. Cette réduction fait en sorte que dans plusieurs cas, le déplacement calculé par la méthode unimodale linéaire à $\xi = 5\%$ est inférieur au déplacement calculé par la méthode dynamique à $\xi = 1\%$ (voir figures 6.1(b) et 6.2(a) et 6.2 (b)). On peut donc dire que la méthode unimodale linéaire n'est pas nécessairement assez conservatrice pour absorber l'erreur entraînée par l'utilisation d'un taux d'amortissement trop élevé dans les analyses.

De façon générale, les facteurs de modification des spectres d'Atkinson et Pierre semblent légèrement surestimer l'effet de l'amortissement puisque l'écart en fonction du taux d'amortissement n'est pas constant, mais les deux types de facteurs donnent des résultats très semblables. Cet aspect sera discuté plus en détail à la section 6.2.

Concernant les efforts, la méthode unimodale les surestime grandement, mais précisons que dans le cas d'un dimensionnement, la norme permet de les réduire, à l'ultime, d'un facteur correspondant à la ductilité attendue selon le type de pile. Avec la méthode statique non linéaire, les efforts plafonnent puisque les poteaux sont plastifiés et on considère un comportement élastique-parfaitement plastique. On n'observe donc aucune augmentation des efforts avec la réduction du taux d'amortissement. Pour les analyses avec la méthode dynamique, l'écrouissage fait en sorte que les efforts augmentent un peu, ce qui est plus réaliste. Cependant, cette différence n'engendre pas un écart significatif pour la présente étude de cas.

Les déplacements résultant des analyses dynamiques qui utilisent le modèle complet (déplacements relatifs) sont significativement plus faibles. Cela s'explique par le fait que dans ce modèle, le déplacement est limité par le joint d'expansion aux culées (40 mm). Une fois le joint refermé, des efforts sont transmis aux culées ce qui augmente la rigidité. Dans un seul cas, le joint ne se referme pas complètement (pour $L/D=4,1$ et l'intensité 1, voir figure 6.1(a)), mais on observe tout de même une diminution des déplacements et des efforts d'environ 15-20 % par rapport au modèle simplifié en raison de la présence des appuis en élastomère confiné qui dissipent de l'énergie par frottement. Puisque les déplacements sont réduits avec le modèle complet, la plastification de la pile n'a pas lieu pour l'intensité 1. Ainsi, pour les analyses avec le modèle complet, les efforts calculés diminuent par rapport à ceux obtenus à l'aide du modèle simplifié. Par contre, pour l'intensité 2, les poteaux sont plastifiés pour les deux types de modèles (simplifié et complet) donc les efforts au bas des poteaux sont pratiquement les mêmes.

Direction transversale

Dans la direction transversale, le pont à l'étude (le tablier comme la pile) est très rigide. De ce fait, une grande partie des efforts transversaux est reprise par les culées et les efforts qui passent par la pile ne suffisent pas à plastifier les poteaux. Ainsi, les déplacements obtenus sont faibles et les résultats de toutes les méthodes d'analyse sont semblables. Les écarts en pourcentage peuvent sembler élevés, mais cela est dû au fait que les valeurs absolues sont très faibles donc une faible variation entraîne un écart élevé.

Les déplacements obtenus par les méthodes statiques sont pratiquement toujours surestimés (d'environ 20 à 30 %) par rapport à ceux obtenus par la méthode dynamique utilisant le modèle simplifié. De manière générale, les facteurs de modification des spectres d'Atkinson et Pierre semblent être ceux pour lesquels l'erreur est constante en fonction du taux d'amortissement et ils seraient donc plus adéquats, sauf pour $\xi = 1 \%$ où ils semblent surestimer la demande sismique. Ce point sera discuté plus en détail à la section 6.2. Notons qu'à l'instar des résultats obtenus dans la direction longitudinale, les déplacements calculés par la méthode unimodale linéaire à $\xi = 5 \%$ sont pratiquement toujours inférieurs aux déplacements calculés par la méthode dynamique à $\xi = 1 \%$.

Dans plusieurs cas, le cisaillement à la base des poteaux est légèrement sous-estimé par les méthodes statiques (de 0 à 30 %, bien qu'il y ait peu de différences en valeur absolue puisque les déplacements sont faibles).

Les déplacements et les efforts résultant des analyses avec le modèle complet sont significativement plus élevés dans la plupart des cas. Cela s'explique par le fait qu'en tenant

compte des effets du sol et du glissement des barres, une flexibilité supplémentaire est ajoutée aux culées et à la pile. Bien entendu, on parle toujours ici de déplacements relatifs (tablier-fondation). Comme les culées participent beaucoup à la reprise des efforts dans la direction transversale, les déplacements augmentent. En outre, comme les culées sont plus flexibles que dans le modèle simplifié, la pile reprend davantage d'efforts.

6.2 Impact du taux d'amortissement élastique

L'effet de l'amortissement élastique sur les déplacements et les efforts maximums obtenus est montré aux figures qui suivent pour tous les cas étudiés. Les données sont normalisées par rapport à un amortissement élastique égal à 5 % de l'amortissement critique.

Sur les graphiques présentant les résultats des analyses dynamiques (autant pour le modèle simplifié que pour le modèle complet), chaque point représente l'augmentation obtenue pour un des huit ou neuf accélérogrammes utilisés. Lorsqu'applicable, une courbe de régression montre la tendance générale des résultats et le coefficient de détermination (R^2) est montré sur les graphiques.

6.2.1 Direction longitudinale

La figure 6.7 montre l'augmentation des déplacements et des efforts maximums (l'augmentation est la même pour ces deux paramètres puisque la méthode est linéaire) en fonction de la réduction de l'amortissement visqueux élastique pour les analyses UL dans la direction longitudinale et pour les deux intensités sismiques considérées. Les graphiques de gauche montrent les résultats pour les analyses utilisant les facteurs de modification des spectres proposés par l'Eurocode 8 tandis que les graphiques de droite montrent les résultats en utilisant les facteurs proposés par Atkinson et Pierre. Les courbes sont tracées pour trois rapports L/D des poteaux.

La figure 6.8 résume les résultats de la méthode SNL de la même façon. Par contre, dans ce cas, aucune augmentation du cisaillement ne survient puisque le système élastoplastique considéré par la méthode est plastifié. Les graphiques montrent donc uniquement l'augmentation des déplacements en fonction de la réduction de l'amortissement visqueux élastique.

Les figures 6.9 à 6.12 montrent l'augmentation des déplacements maximums (graphiques de gauche) et du cisaillement maximum (graphiques de droite) en fonction de la réduction de l'amortissement visqueux élastique pour les analyses dynamiques. Les résultats sont

montrés pour trois rapports L/D de la pile, deux intensités sismiques et deux types de modèle (DS et DC). Chaque point sur les graphiques représente le résultat obtenu par un accélérogramme (sur les huit ou neuf utilisés dans chaque cas). Étant donné que, pour un même taux d'amortissement, l'augmentation des déplacements n'est pas constante pour tous les accélérogrammes, une courbe de régression qui montre la tendance des résultats est présente sur les graphiques. La courbe est toutefois absente de certains graphiques des figures 6.11 et 6.12 puisqu'aucune tendance ne peut être dégagée des résultats. Le sujet est discuté à la section 6.2.3.

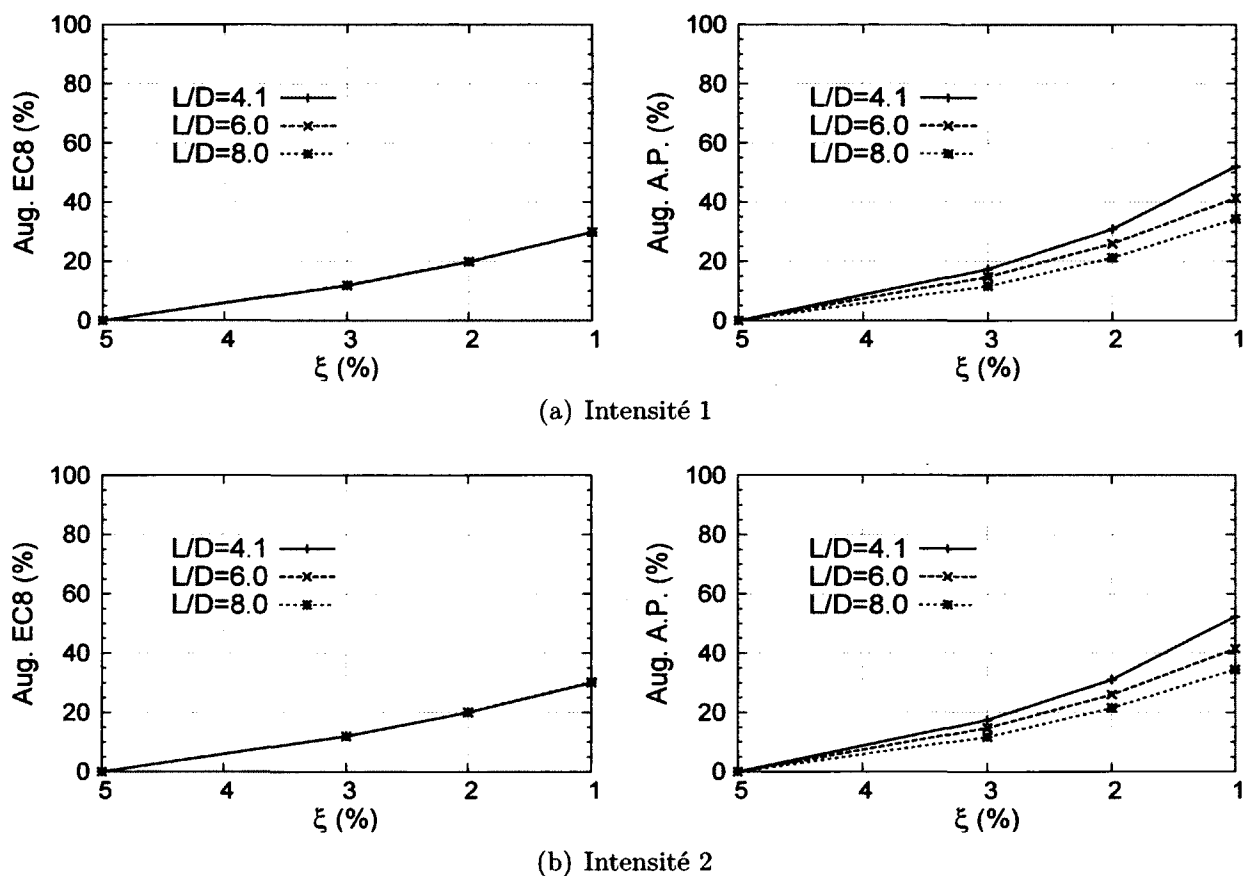
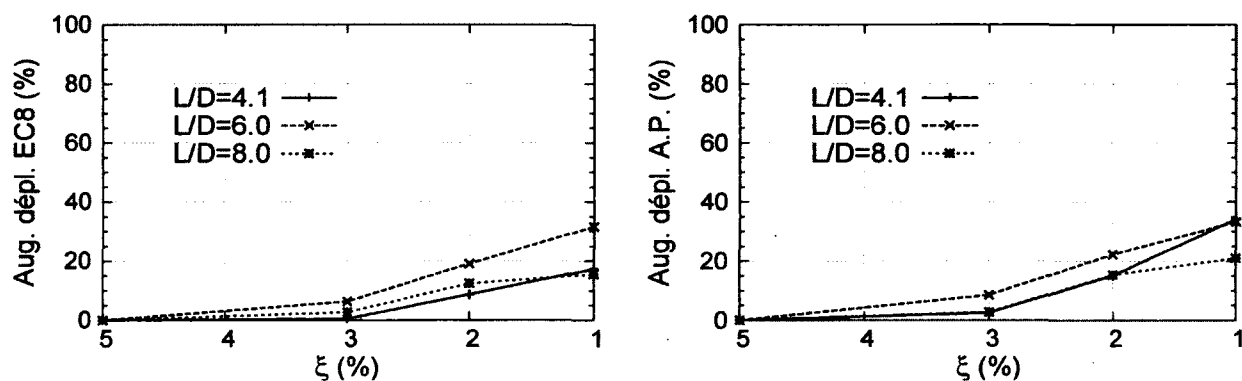
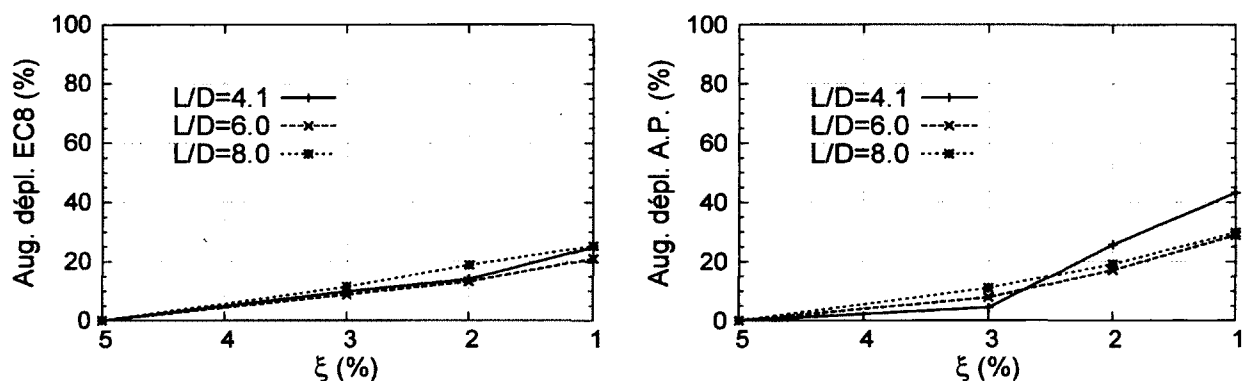


Figure 6.7 Effet de l'amortissement par rapport à $\xi = 5\%$ - UL - direction longitudinale



(a) Intensité 1



(b) Intensité 2

Figure 6.8 Effet de l'amortissement par rapport à $\xi = 5\%$ - SNL - direction longitudinale

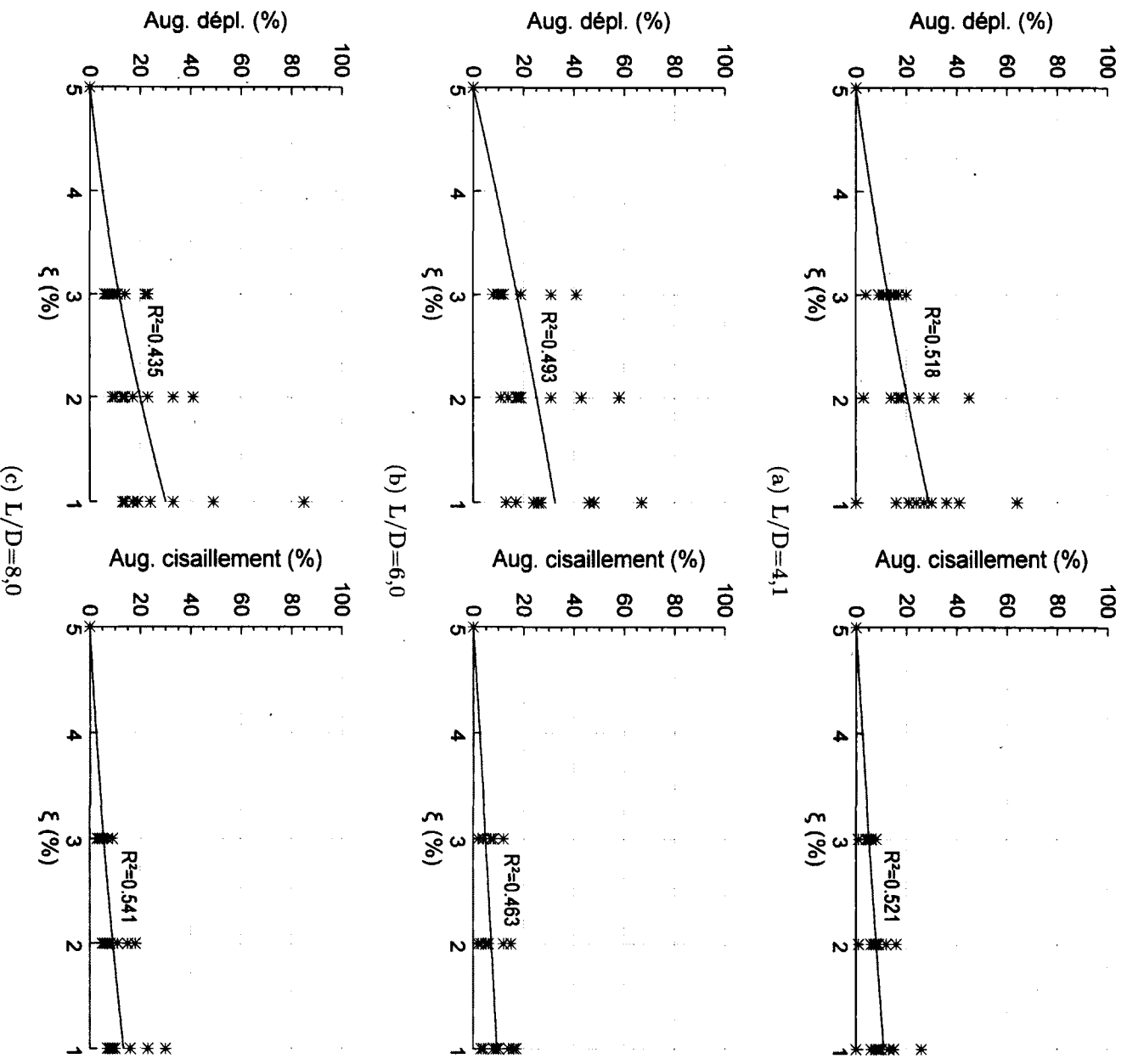


Figure 6.9 Effet de l'amortissement par rapport à $\xi = 5\%$ - DSI - direction longitudinale

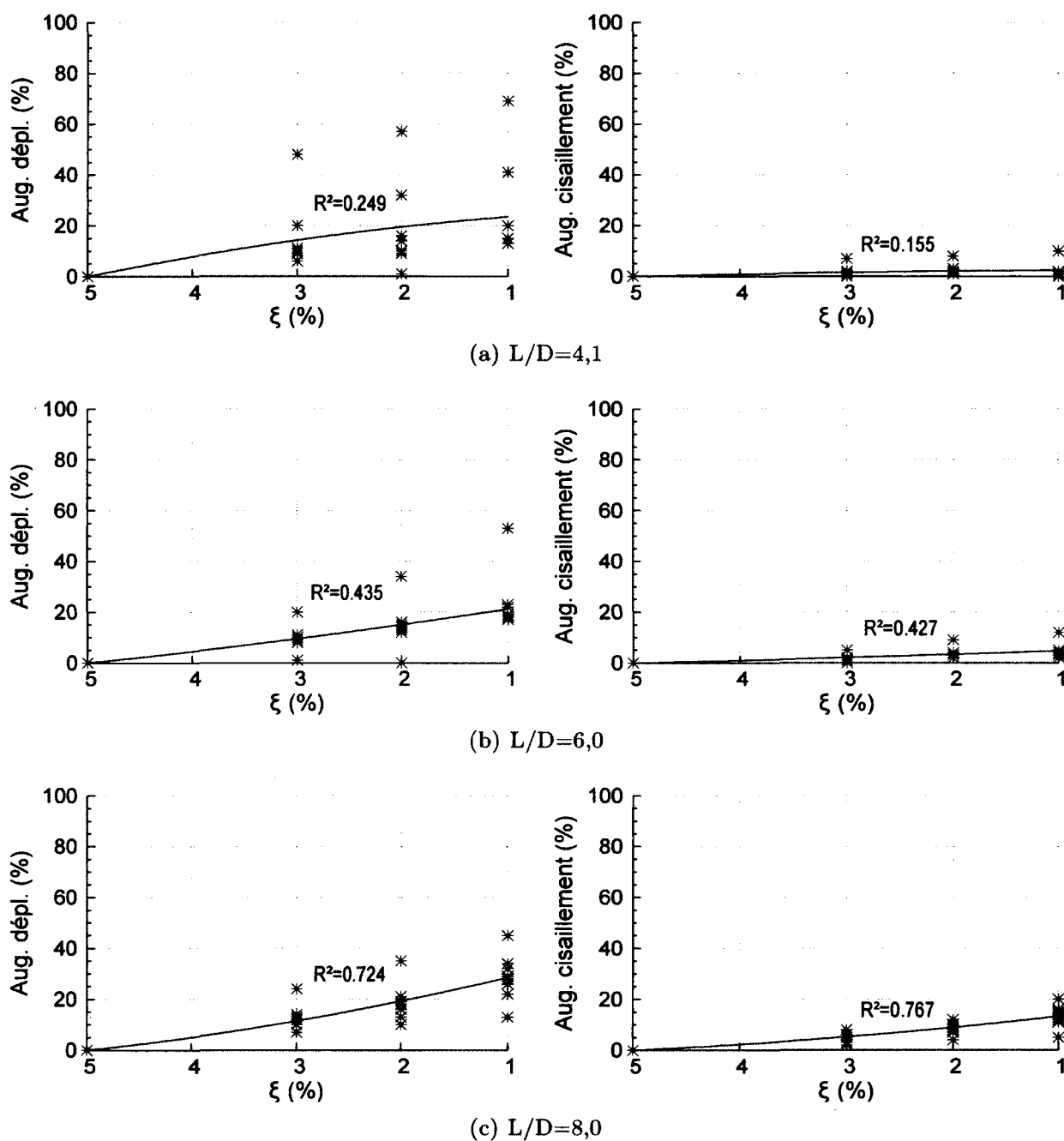


Figure 6.10 Effet de l'amortissement par rapport à $\xi = 5 \%$ - DS2 - direction longitudinale

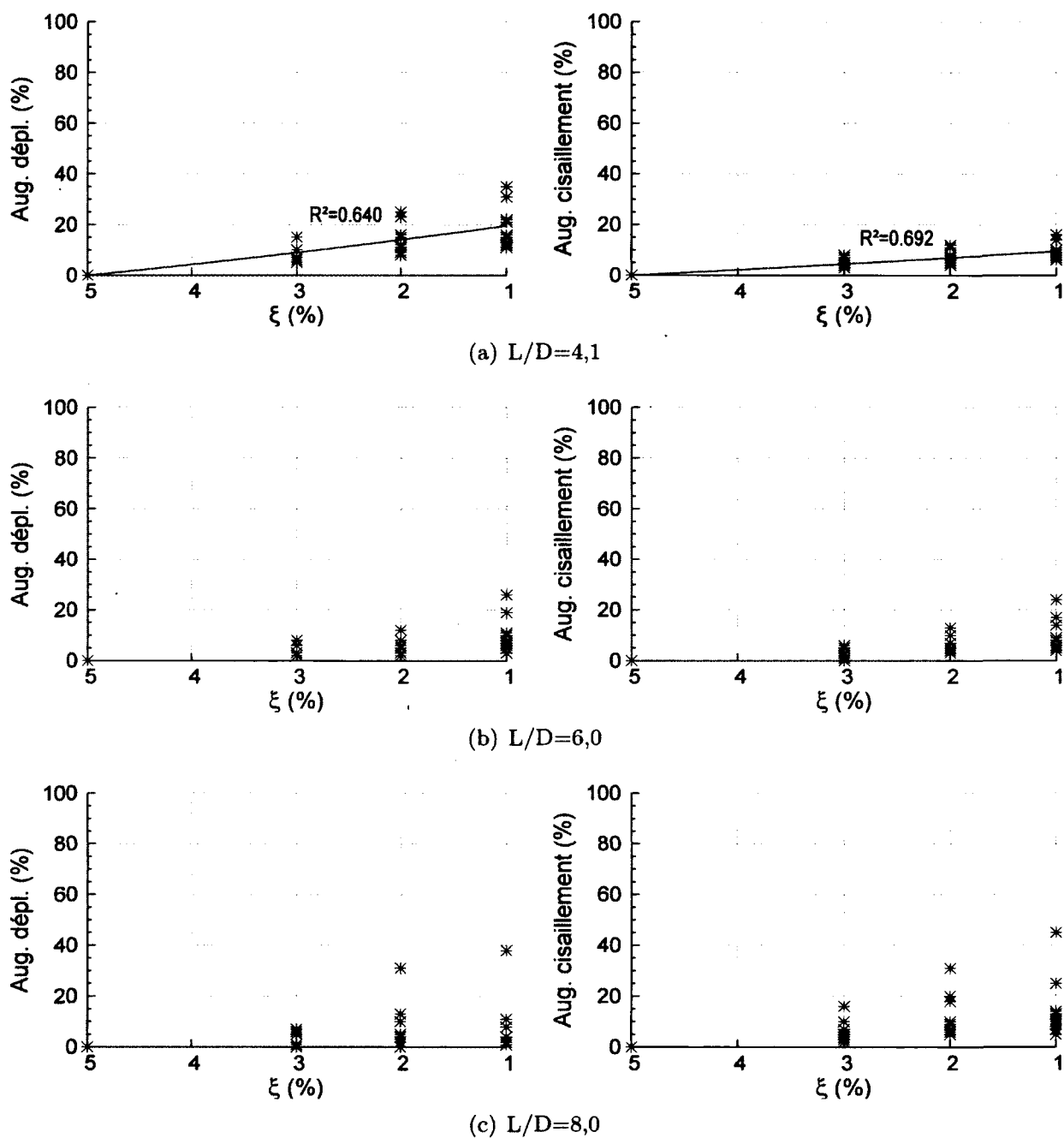


Figure 6.11 Effet de l'amortissement par rapport à $\xi = 5 \%$ - DC1 - direction longitudinale

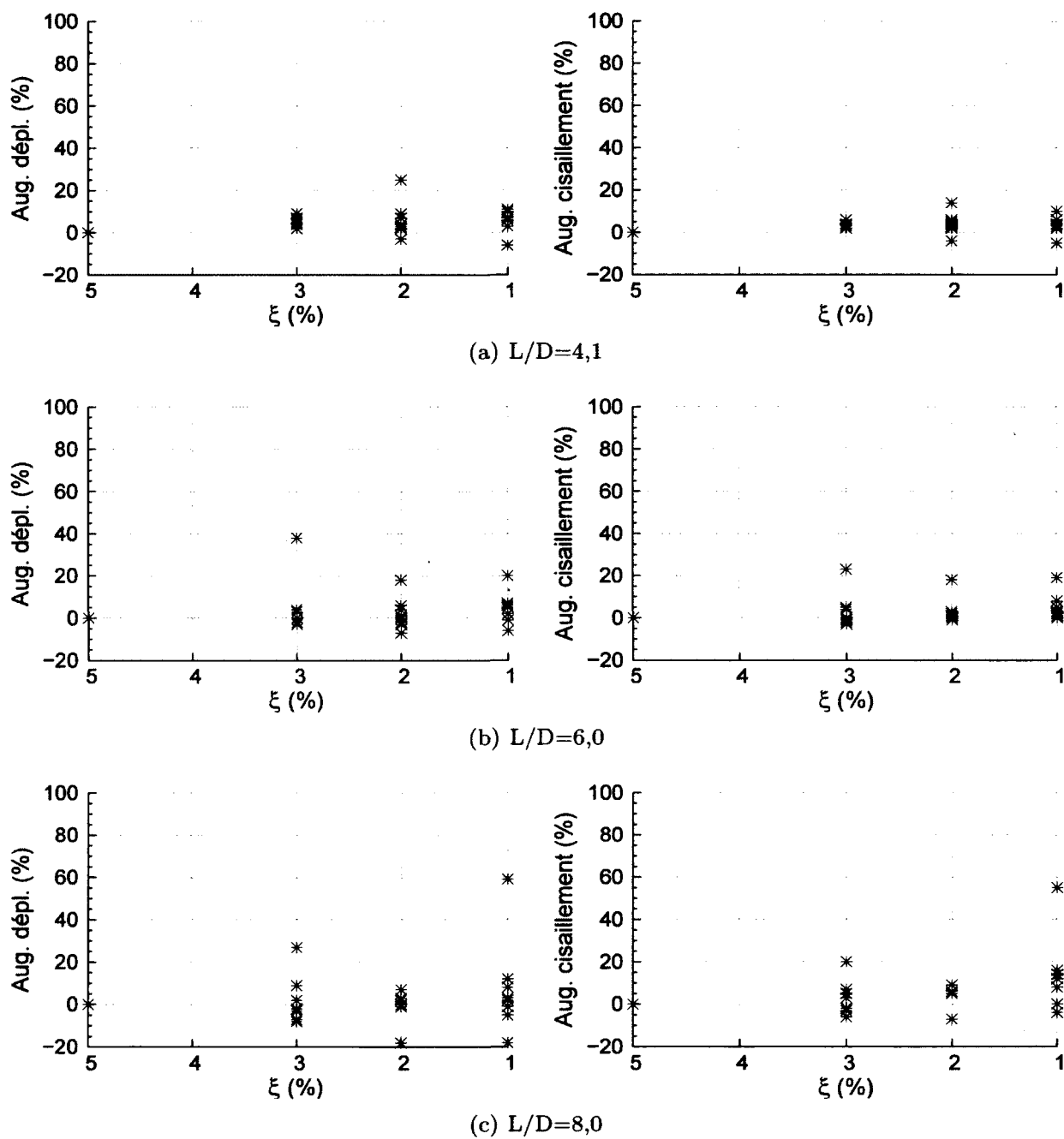


Figure 6.12 Effet de l'amortissement par rapport à $\xi = 5 \%$ - DC2 - direction longitudinale

6.2.2 Direction transversale

Les figures 6.13 à 6.18 montrent les résultats des différentes méthodes pour la direction transversale. Les figures sont présentées selon le même principe que celles de la section précédente.

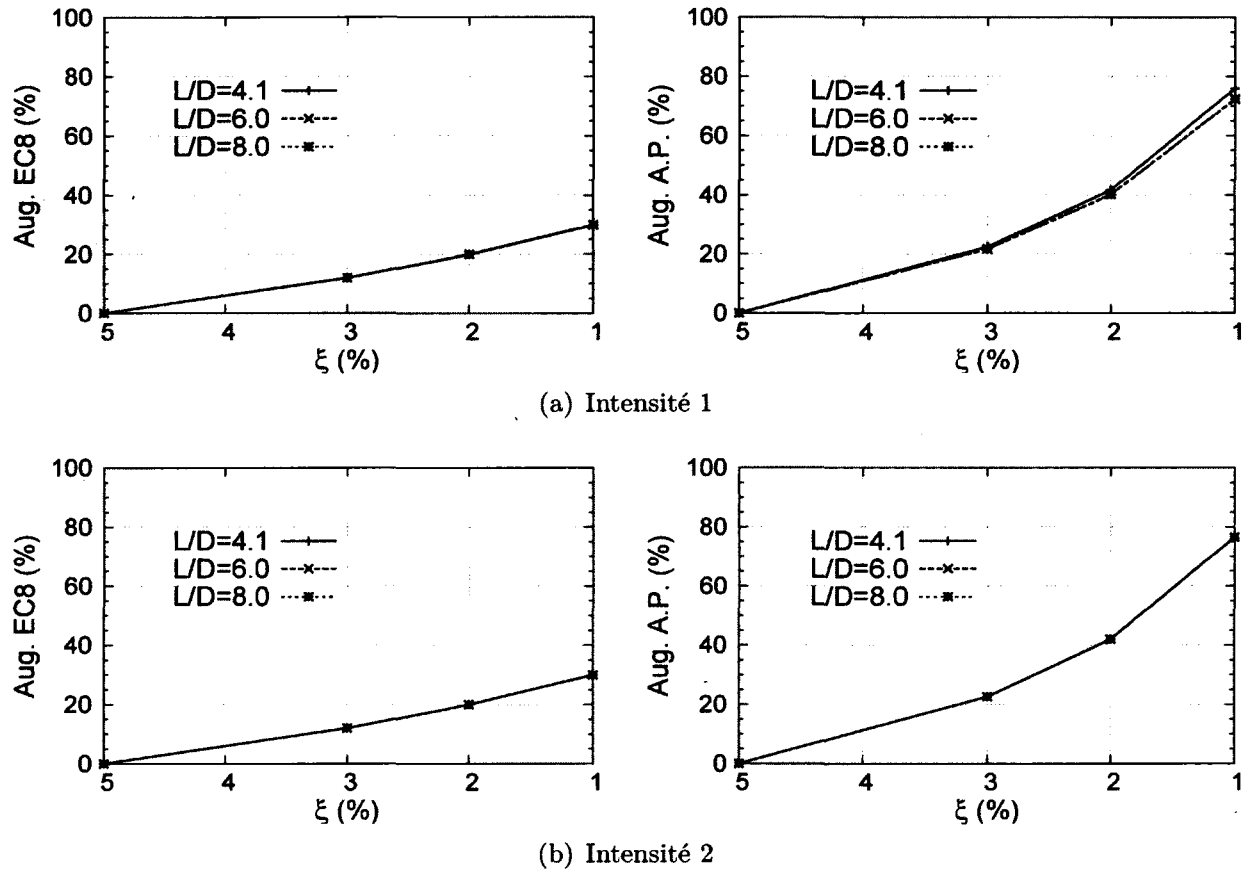
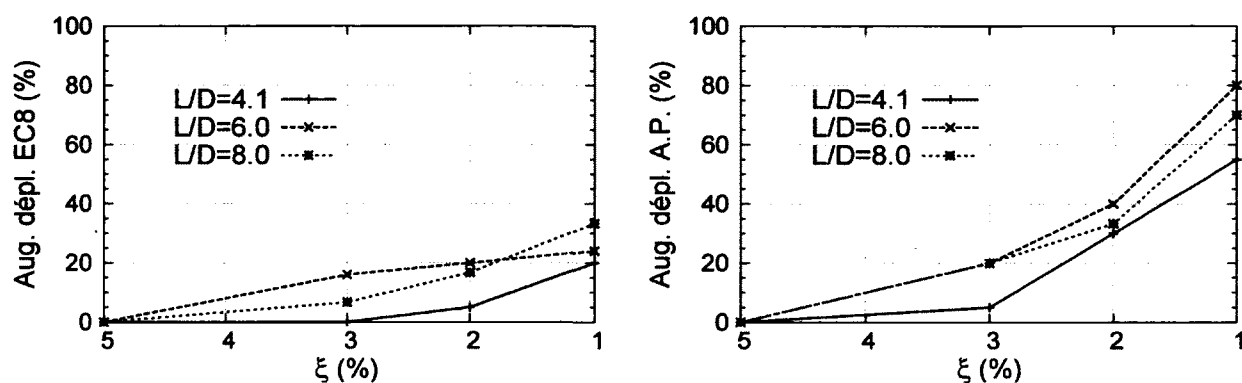
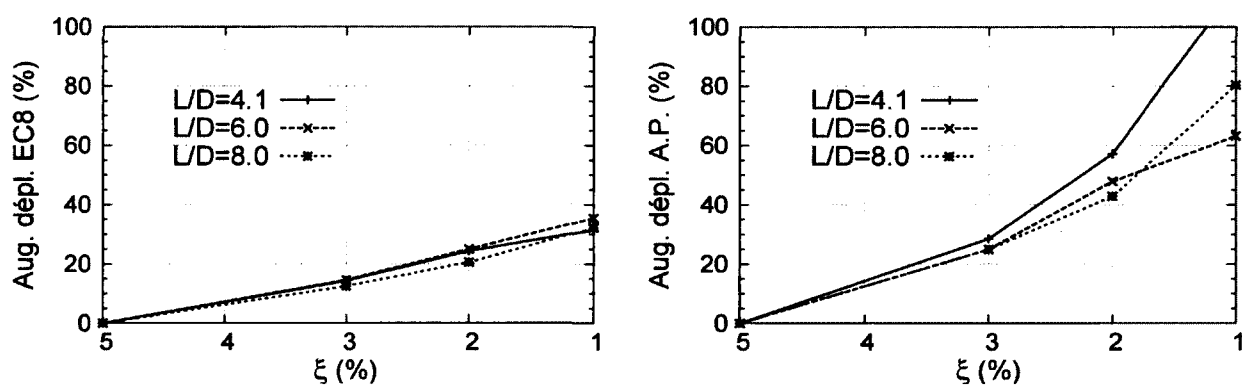


Figure 6.13 Effet de l'amortissement par rapport à $\xi = 5\%$ - UL - direction transversale



(a) Intensité 1



(b) Intensité 2

Figure 6.14 Effet de l'amortissement par rapport à $\xi = 5$ % - SNL - direction transversale

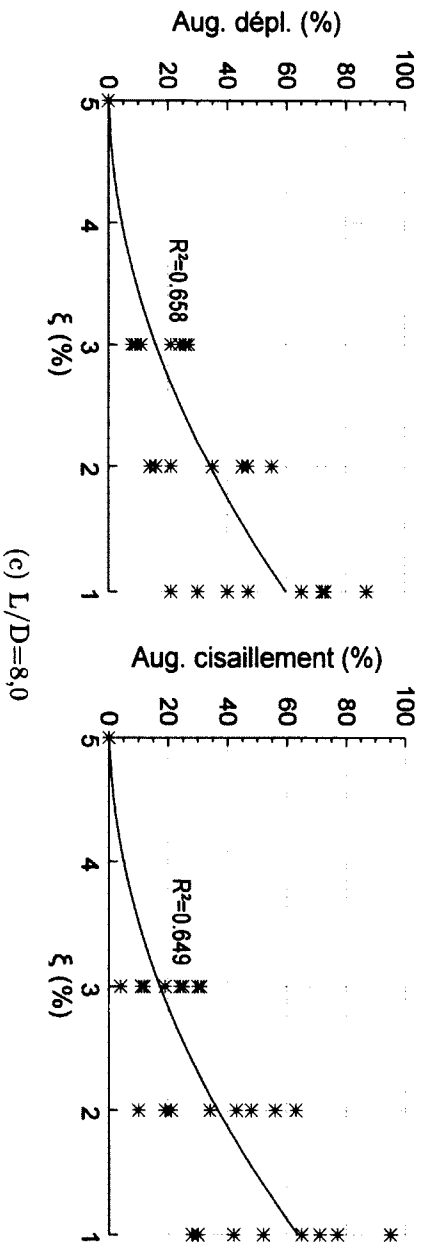
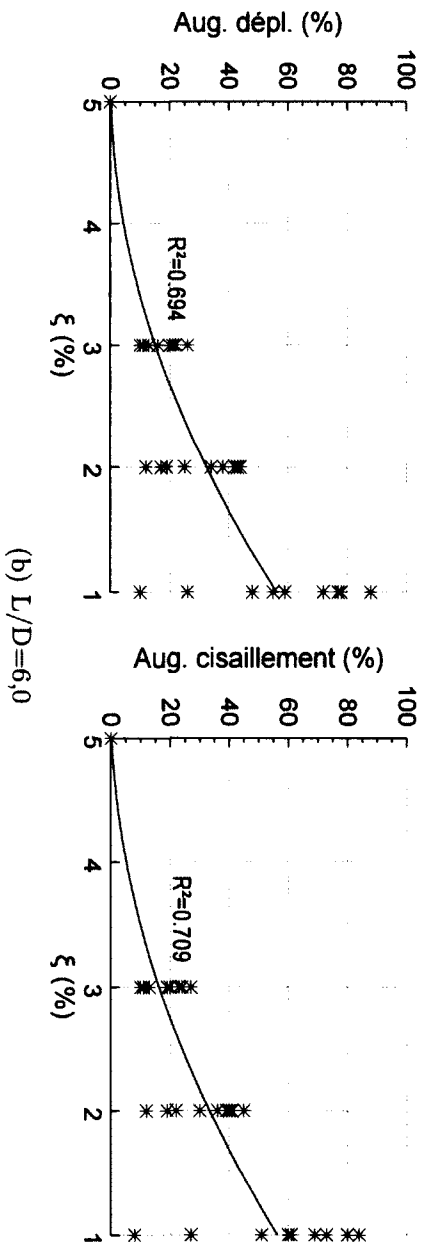
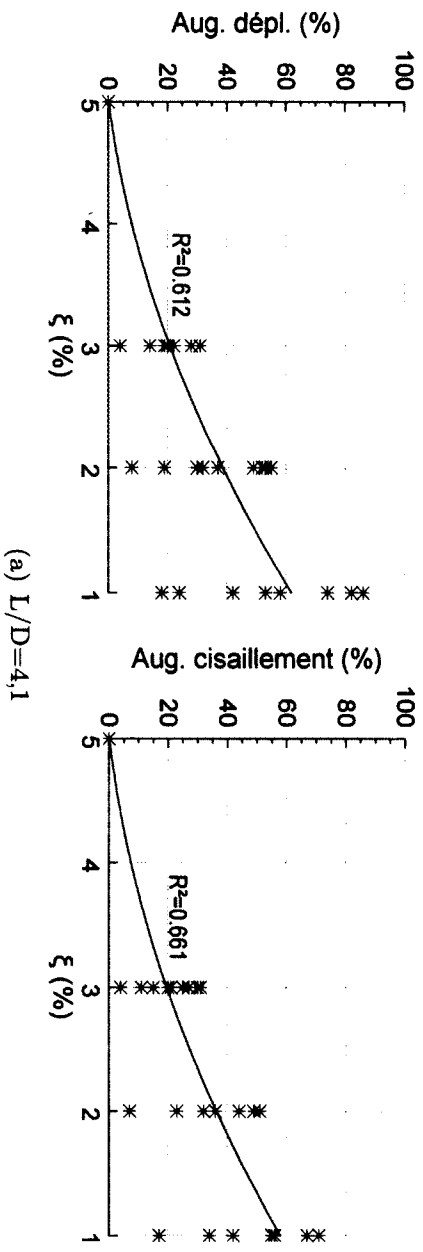


Figure 6.15 Effet de l'amortissement par rapport à $\xi = 5\%$ - DS1 - direction transversale

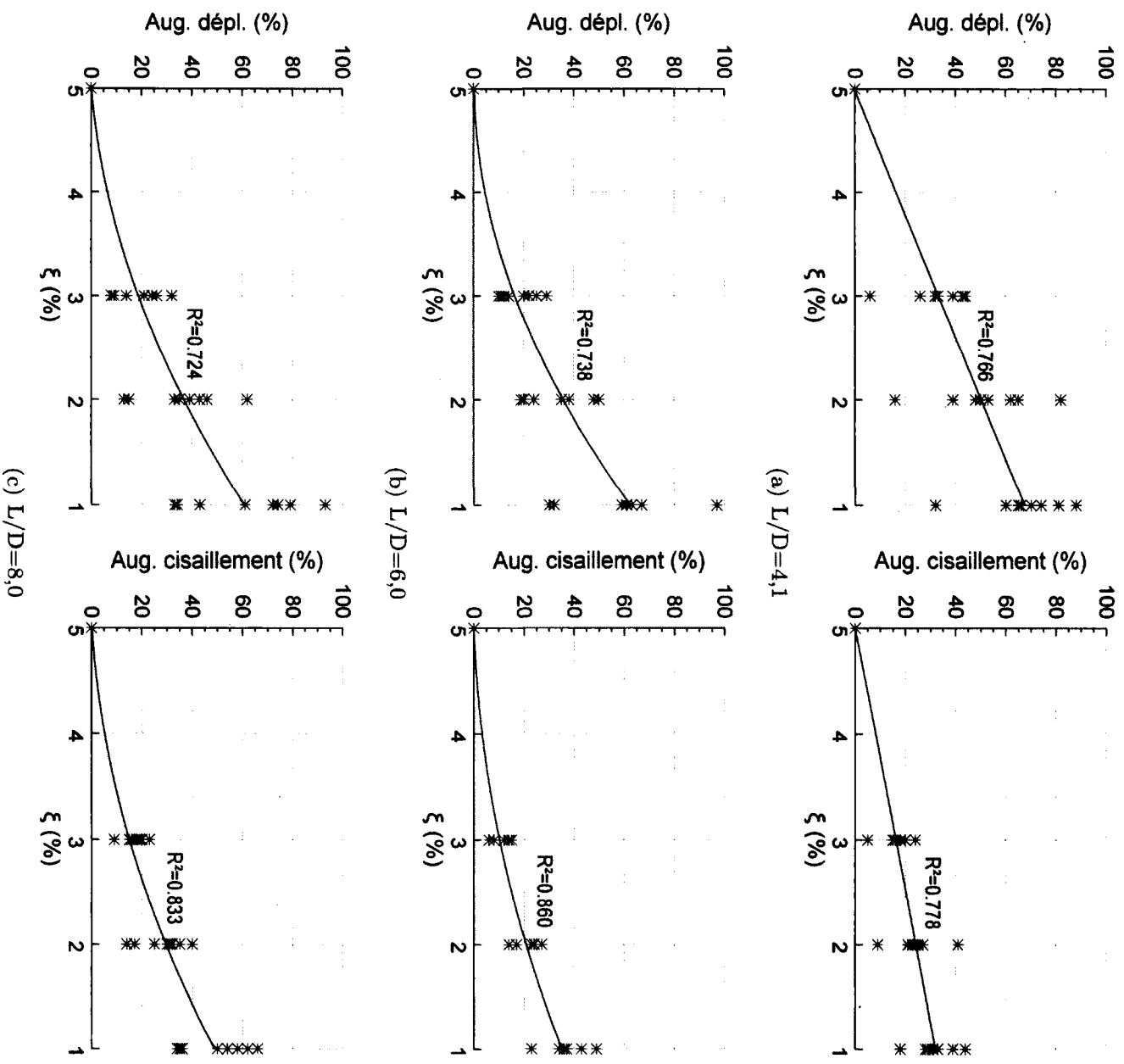


Figure 6.16 Effet de l'amortissement par rapport à $\xi = 5\%$ - DS2 - direction transversale

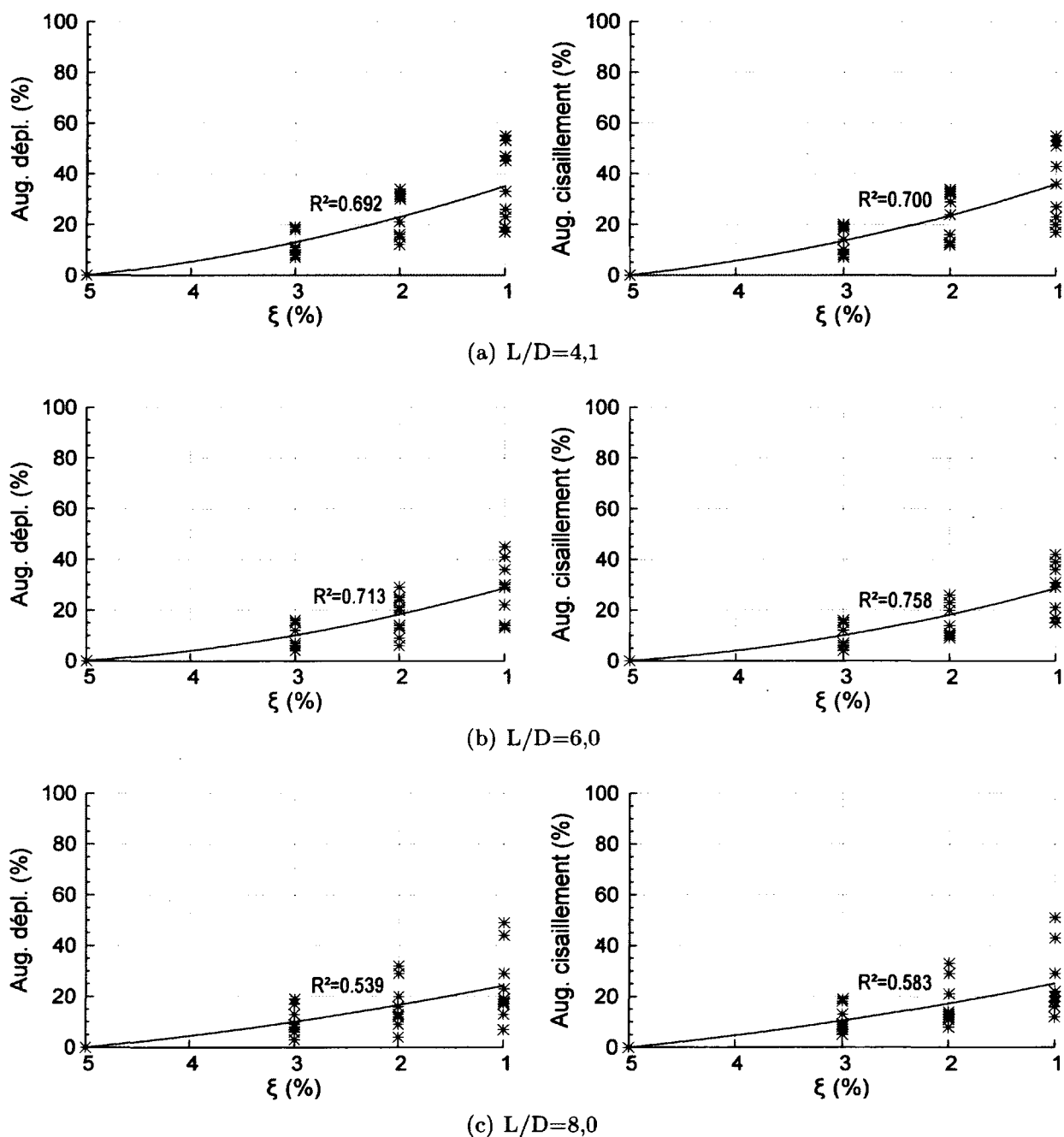


Figure 6.17 Effet de l'amortissement par rapport à $\xi = 5\%$ - DC1 - direction transversale

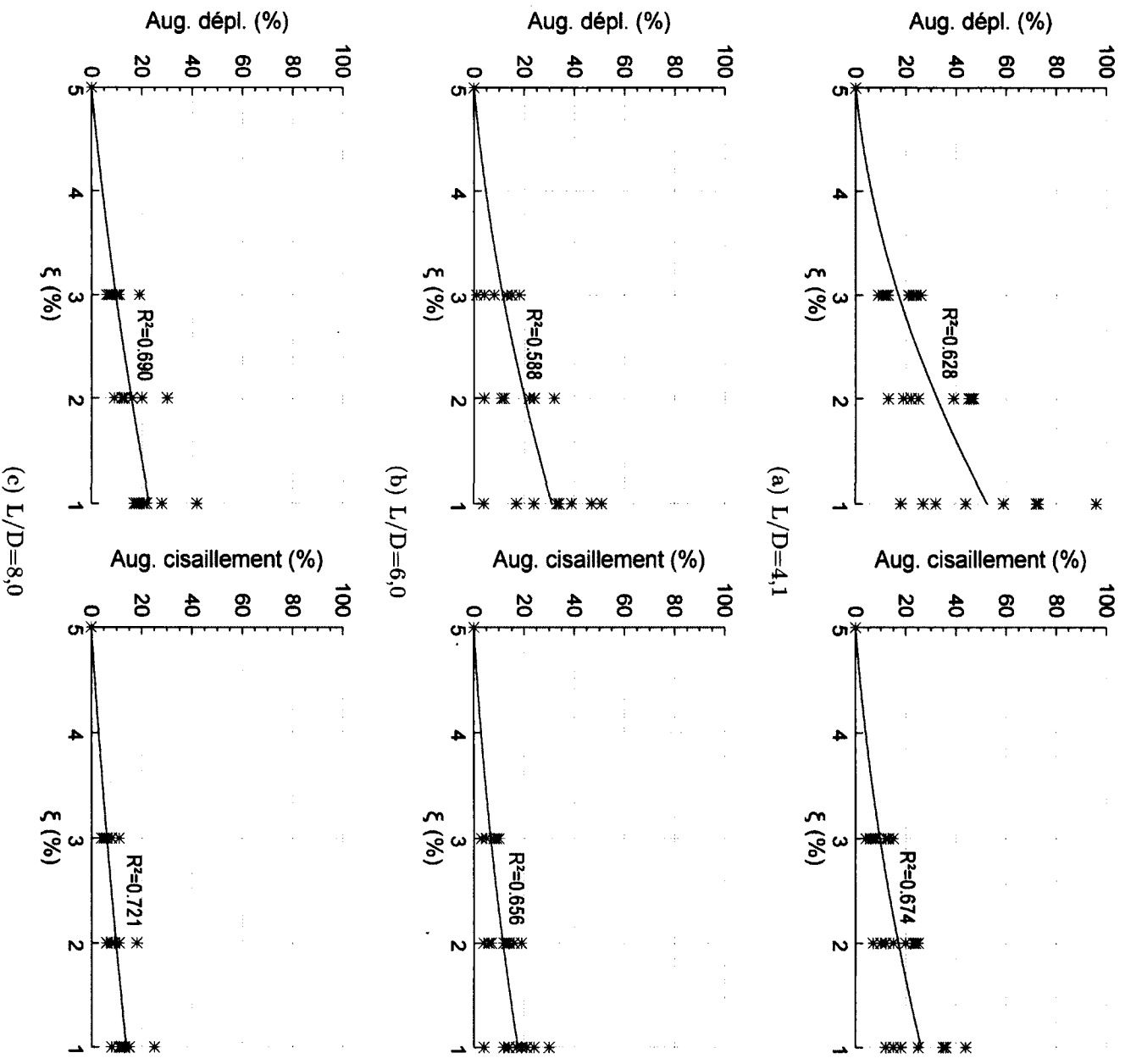


Figure 6.18 Effet de l'amortissement par rapport à $\xi = 5\%$ - DC2 - direction transversale

6.2.3 Variabilité des résultats des analyses dynamiques

Pour les analyses dynamiques, on observe une grande variabilité dans l'effet de l'amortissement selon l'accélérogramme utilisé (voir la dispersion verticale des points et le faible coefficient de détermination sur les figures 6.9, 6.10, 6.15, 6.16, 6.17 et 6.18).

Naeim et Kircher, 2001 [49] ont observé le même genre de variabilité lorsqu'ils ont comparé les spectres d'accélération de 1046 séismes pour différentes valeurs d'amortissement (2 %, 5 %, 10 % et 20 %). Ils ont observé que l'amortissement a un effet différent pour chaque spectre (et donc chaque séisme). La figure 6.19 montre ce phénomène en prenant l'exemple du spectre d'accélération d'un des accélérogrammes utilisé dans la présente étude. On remarque sur la figure que la différence entre l'accélération spectrale à $\xi = 1\%$ et $\xi = 5\%$ n'est pas la même pour toutes les périodes.

De plus, on sait que si la fréquence d'excitation s'approche de la fréquence de vibration fondamentale de la structure, les forces d'amortissement ont un grand impact sur la réponse à ce moment. Si, au contraire, l'excitation n'est pas en phase avec la fréquence fondamentale de vibration, les forces d'inertie ou les forces élastiques contrôlent la réponse et l'amortissement a peu d'effet [55].

Ainsi, selon le contenu fréquentiel du séisme et la période fondamentale de la structure, l'amortissement peut avoir un impact variable.

Par exemple, pour un amortissement de 2 %, à une période donnée, Naeim et Kircher obtiennent une augmentation de l'accélération spectrale par rapport à 5 % qui varie de 0 % à 45 %, avec une moyenne autour de 20 %. Ces résultats ne sont applicables que pour le type de séismes considérés par leur étude, mais donnent quand même une idée de la variabilité possible des résultats.

Concernant les résultats des analyses dynamiques de la présente recherche, une tendance claire de l'augmentation des déplacements avec la réduction de l'amortissement est observée et une régression non linéaire polynomiale de second degré est celle qui s'applique le mieux aux résultats, bien que ceux-ci soient assez dispersés (voir figures 6.9, 6.10, 6.15, 6.16, 6.17 et 6.18).

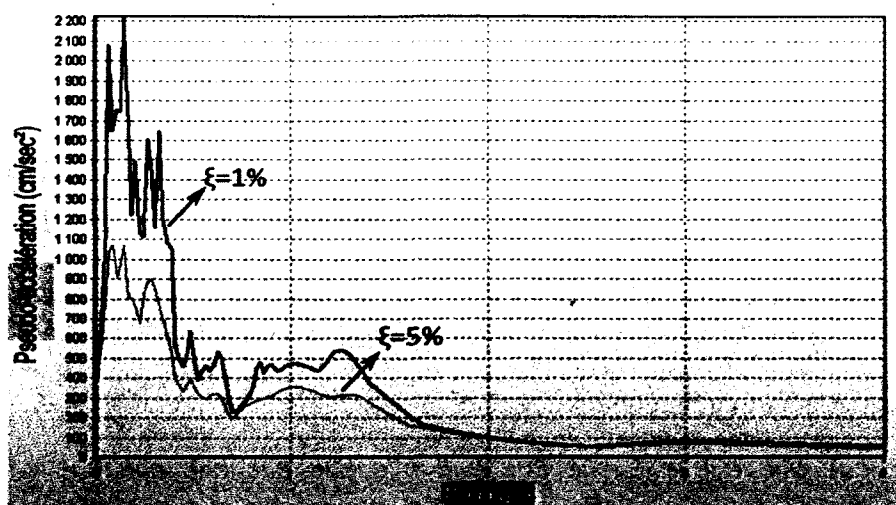


Figure 6.19 Exemple du spectre d'accélération d'un des accélérographes utilisés pour $\xi=1\%$ et $\xi=5\%$

6.2.4 Discussion des résultats

Analyses statiques et analyses dynamiques utilisant le modèle simplifié

Les figures 6.20 et 6.21 résument les résultats pour les déplacements. Elles comparent le ratio des déplacements maximums, $\text{Dépl.}_{\xi=X\%}/\text{Dépl.}_{\xi=5\%}$, pour $X = 1, 2$ et 3% en fonction de la période de vibration fondamentale. Les trois méthodes d'analyse étudiées sont représentées sur les figures. Sur la figure 6.20, les résultats des méthodes statiques utilisant les facteurs de correction des spectres sismiques de l'Eurocode 8 sont montrés alors que les résultats des méthodes statiques utilisant les facteurs d'Atkinson et Pierre se trouvent sur la figure 6.21. Les résultats de la méthode d'analyse dynamique utilisant le modèle numérique simplifié sont présents sur les deux figures pour fins de comparaison. L'effet de l'intensité sismique sur l'augmentation des déplacements et des efforts maximums ne semble pas être considérable et aucune tendance ne peut être dégagée des résultats à cet effet. Les courbes sur les figures 6.20 et 6.21 ont donc été tracées en utilisant les valeurs moyennes des résultats de l'intensité 1 et de l'intensité 2. Pour la méthode DS, les ratios maximums et minimums obtenir des 8 ou 9 accélérographes utilisés sont montrées sur les figures. Encore une fois, on remarque la grande dispersion des résultats pour les analyses DS (voir section 6.2.3).

Notons que pour les analyses avec la méthode unimodale linéaire, l'augmentation des déplacements et des efforts maximums en fonction de l'amortissement élastique est proportionnelle à l'augmentation de la demande (aux facteurs de modification des spectres appliqués). Par exemple, sur la figure 6.20(a), pour les analyses statiques, un facteur de

1,3 a été appliqué aux spectres de demande sismique (il s'agit du facteur prescrit par l'Eurocode 8 pour $\xi = 1 \%$). On remarque que les déplacements obtenus par la méthode UL ont augmenté d'autant, mais que ce n'est pas le cas pour les analyses SNL en raison de la présence d'éléments non linéaires dans le modèle.

Si on s'attarde aux résultats des analyses dynamiques (méthode DS) en terme de déplacements, qui sont résumés aux figures 6.20 et 6.21, on remarque que la période naturelle de vibration a bel et bien un effet, tel que le supposent implicitement les facteurs de modification des spectres sismiques proposés par Atkinson et Pierre. Ainsi, les facteurs de modification de l'Eurocode 8 (qui ne varient pas en fonction de la période de vibration fondamentale) semblent entraîner une sous-estimation de l'impact de l'amortissement, surtout pour les périodes inférieures à 0,2 seconde. Par contre, la méthode statique non linéaire qui utilise les facteurs de modification des spectres d'Atkinson et Pierre (qui varient en fonction de la période de vibration fondamentale) donne des ratios de déplacement plus élevés que ceux obtenus d'une analyse dynamique. La méthode SNL A-P serait donc la méthode statique la plus précise tout en étant légèrement conservatrice (déplacements plus grands) par rapport aux résultats moyens obtenus de l'analyse dynamique à $\xi = 1 \%$ et $\xi = 2 \%$. Elle semble toutefois être légèrement non conservatrice pour $\xi = 3 \%$. La méthode unimodale linéaire qui utilise les facteurs d'Atkinson et Pierre surestime quant à elle encore davantage l'effet de l'amortissement sur la réponse. Elle serait ainsi la plus conservatrice dans ses résultats.

Globalement, en se référant aux résultats des analyses dynamiques montrés aux figures 6.20 et 6.21, on peut dire qu'un amortissement élastique de 1 % peut augmenter, en moyenne, les déplacements maximums de 30 % pour les périodes longues ($> 0,4$ sec.) et de 60 à 65 % pour les périodes courtes ($< 0,2$ sec.) par rapport à un amortissement de 5 %. **Il s'agit donc d'une ductilité supplémentaire que la pile doit être capable de fournir lors d'un séisme. En terme de dimensionnement à la performance, cela signifie qu'un pont pourrait ne pas respecter le critère de déplacement auquel il devait se soumettre si un taux d'amortissement irréaliste est considéré.**

De plus, pour les analyses dynamiques, l'augmentation des déplacements maximums due à l'amortissement peut, pour certains accélérographes, dépasser grandement la moyenne. Par exemple, sur la figure 6.18(a), on voit que les déplacements maximums avec $\xi = 1 \%$ sont en moyenne (si on se fie à la courbe de tendance) 50 % plus élevés qu'avec $\xi = 5 \%$. Par contre, pour certains accélérographes (les points sur le graphique), l'augmentation va jusqu'à 95 %. On voit l'importance d'utiliser plusieurs accélérographes lors des analyses dynamiques, car la réponse peut différer d'un accélérogramme à l'autre. De façon plus

globale, si on s'attarde aux valeurs maximales de la méthode DS sur les figures 6.20 et 6.21 (et non aux valeurs moyennes), on peut dire que les méthodes statiques (UL et SNL) utilisant les facteurs d'Atkinson et Pierre ne surestiment pas nécessairement l'effet de l'amortissement (les ratios obtenus par les méthodes statiques ne dépassent pas les valeurs maximales de la méthode DS). Leurs résultats pourraient être considérés comme conservateurs par rapport à la moyenne, mais réalistes par rapport aux valeurs maximales obtenues par la méthode DS.

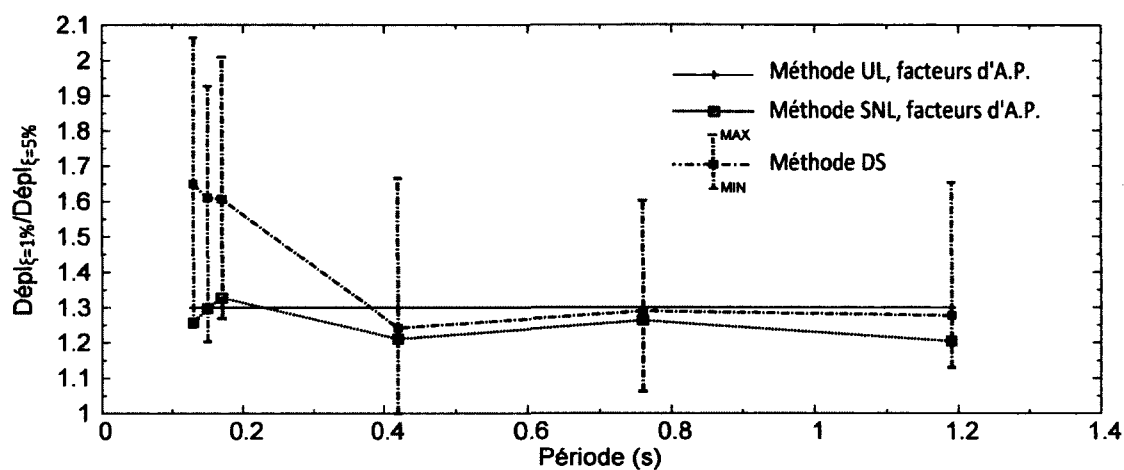
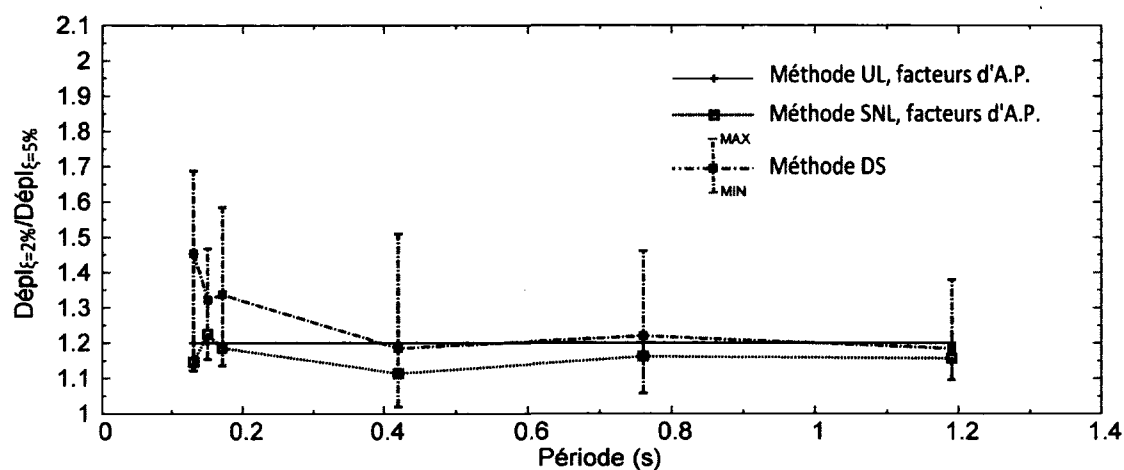
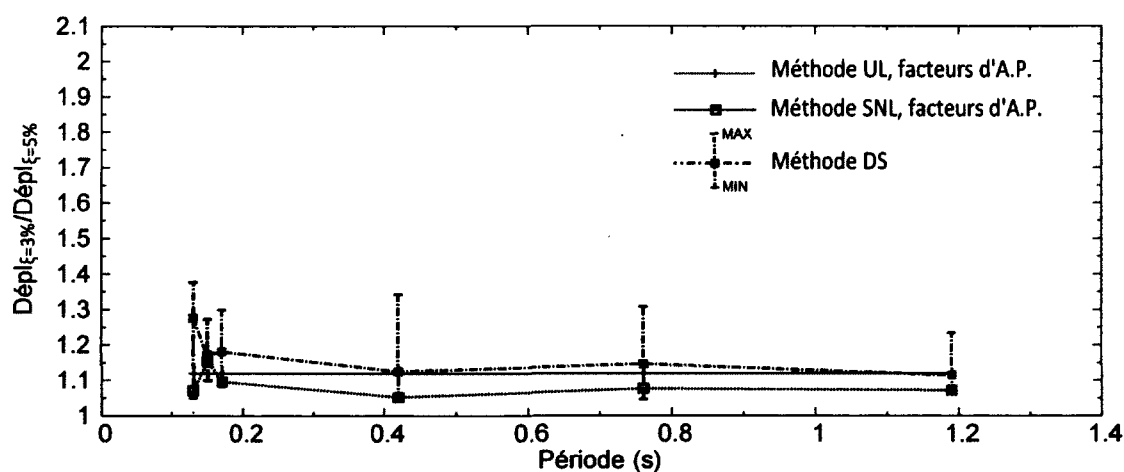
Analysons maintenant l'effet de l'amortissement sur les efforts maximums à la base d'un poteau. Dans le cas de la méthode dynamique, l'écroutissement fait en sorte que les efforts maximums à la base de la pile augmentent avec la diminution de ξ , même si le pont est plastifié (car il existe une rigidité post-plastification). Comme le montrent les figures 6.9 et 6.10, un amortissement de 1 % provoque une augmentation des efforts maximums qui varie de 5 % à 15 % dans la direction longitudinale. Par contre, en utilisant la méthode statique non linéaire, il n'y a aucune augmentation du cisaillement dans la direction longitudinale puisque le système est plastifié et que la méthode ne considère pas l'écroutissement. Bien entendu, l'écroutissement existe et la méthode statique non linéaire l'ignore. Toutefois, cela ne semble pas mener à une erreur élevée. Si le pont ne plastifie pas, comme c'est le cas ici dans la direction transversale, l'augmentation des efforts maximums suit approximativement celle des déplacements (voir figures 6.15 et 6.16).

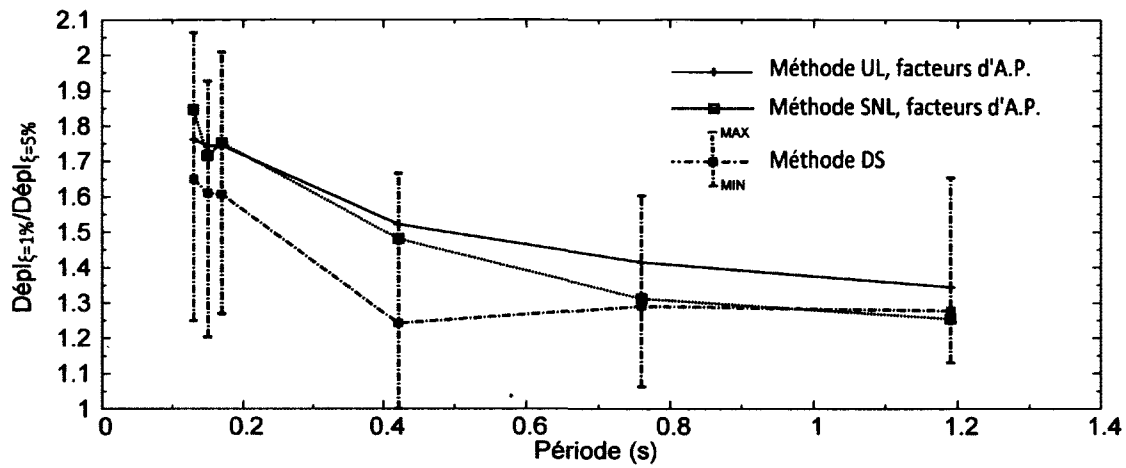
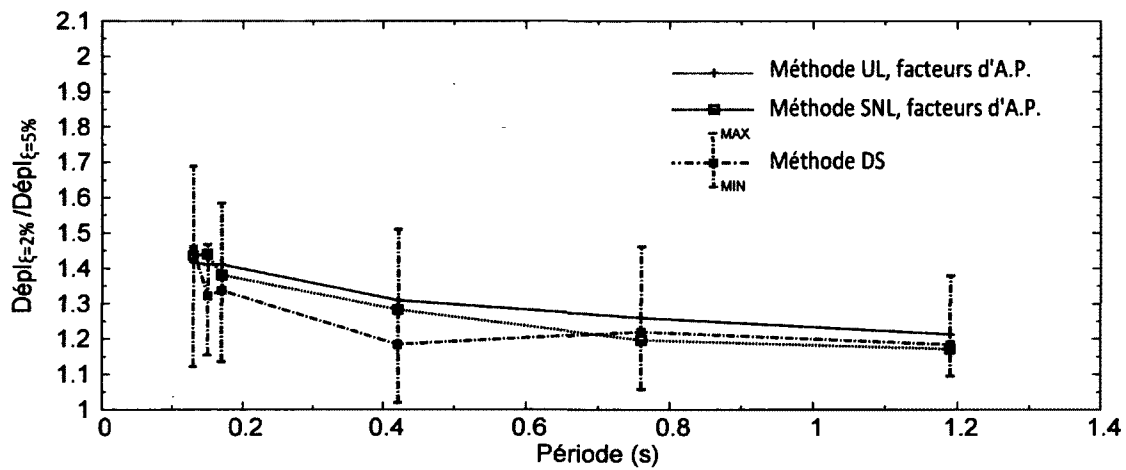
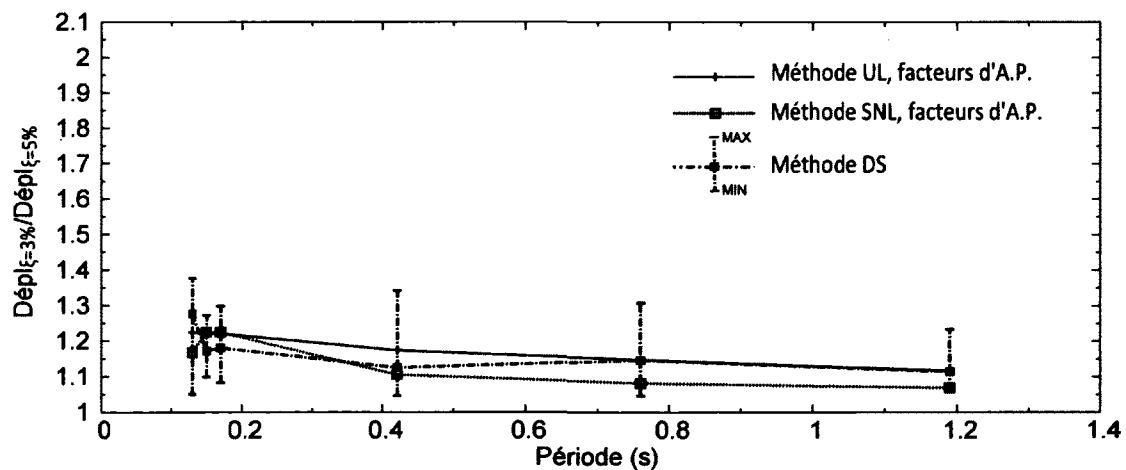
Analyses dynamiques utilisant le modèle complet

En observant les résultats des analyses dynamiques avec le modèle complet en terme de déplacements (relatifs), on peut voir que l'effet de l'amortissement visqueux élastique est moins important lorsqu'on considère une dissipation d'énergie due au sol, au glissement des barres et aux appuis du pont. Dans la direction longitudinale, lorsque le joint de dilatation se referme, le tablier heurte les culées, ce qui limite grandement son déplacement. Tel qu'illustré sur les figures 6.11 et 6.12, aucune tendance ne peut être observée par rapport à l'effet de l'amortissement, sauf pour un cas où le joint ne se referme pas complètement (voir figure 6.11(a)). Dans ce cas, une augmentation des déplacements maximums due à l'amortissement élastique existe, et elle est d'environ 10 % inférieure à l'augmentation observée avec le modèle simplifié.

Par contre, dans la direction transversale, une augmentation significative subsiste : de 20 % à 45 % d'augmentation des déplacements maximums entre $\xi = 5\%$ et $\xi = 1\%$. On peut voir cet effet sur les figures 6.17 et 6.18.

En résumé, les résultats montrent que l'augmentation des déplacements due à la réduction de l'amortissement est moins importante lorsqu'on considère l'effet du sol, des appuis en élastomère et du glissement des barres. L'ajout de flexibilité et d'amortissement hystérétique au système aiderait donc à diminuer l'effet de l'amortissement élastique sur la réponse. La figure 6.22 compare l'effet moyen de l'amortissement élastique sur les déplacements maximums résultant des analyses avec le modèle simplifié et avec le modèle complet, dans la direction transversale. On peut y observer que l'effet de l'amortissement est moins significatif pour les analyses utilisant le modèle complet, bien qu'il reste non négligeable.

(a) Ratio : $\text{Dépl.}_{\xi=1\%} / \text{Dépl.}_{\xi=5\%}$ (b) Ratio : $\text{Dépl.}_{\xi=2\%} / \text{Dépl.}_{\xi=5\%}$ (c) Ratio : $\text{Dépl.}_{\xi=3\%} / \text{Dépl.}_{\xi=5\%}$ Figure 6.20 Ratios des déplacements moyens obtenus des analyses UL EC8, SNL EC8 et DS pour différentes valeurs de ξ en fonction de la période

(a) Ratio : $\text{Dépl.}_{\xi=1\%} / \text{Dépl.}_{\xi=5\%}$ (b) Ratio : $\text{Dépl.}_{\xi=2\%} / \text{Dépl.}_{\xi=5\%}$ (c) Ratio : $\text{Dépl.}_{\xi=3\%} / \text{Dépl.}_{\xi=5\%}$ Figure 6.21 Ratios des déplacements moyens obtenus des analyses UL A-P, SNL A-P et DS pour différentes valeurs de ξ en fonction de la période

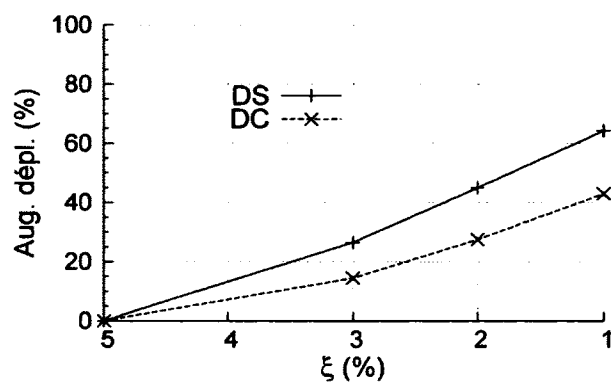
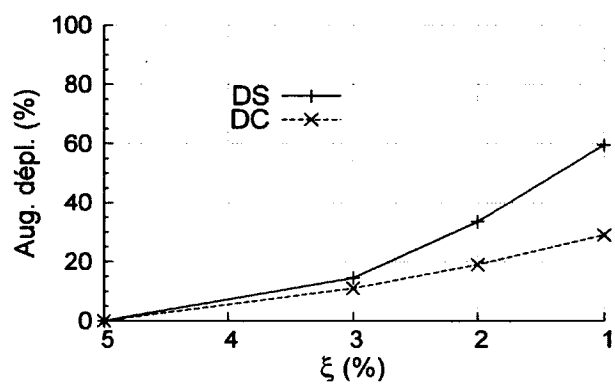
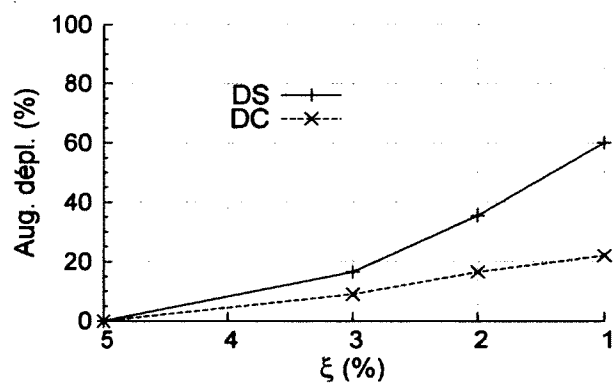
(a) $L/D=4,1$ (b) $L/D=6,0$ (c) $L/D=8,0$

Figure 6.22 Comparaison de l'effet moyen de l'amortissement par rapport à $\xi = 5 \%$ - modèle DS vs modèle DC - direction transversale

CHAPITRE 7

CONCLUSION

7.1 Résumé et conclusions

Cette recherche visait à démontrer et à quantifier l'effet du taux d'amortissement visqueux élastique des ponts routiers sur les résultats d'analyses sismiques linéaires et non linéaires. Pour ce faire, une étude de cas a été effectuée et le spécimen choisi est un pont régulier à deux travées avec poutres en béton armé précontraintes situé à Lennoxville (Québec, Canada).

Des essais sous vibrations ambiantes et sous vibrations forcées sur le pont ont permis de caractériser le comportement dynamique de la structure et de confirmer le fait que pour les ponts, le taux d'amortissement n'est pas nécessairement supérieur ou égal à 5 %, ce qui entraîne une sous-estimation des déplacements et des efforts résultant des analyses numériques (ces dernières utilisant habituellement la valeur de 5 %). L'amortissement mesuré se situe plutôt entre 0,7 % et 2,4 % pour la présente étude de cas. Si on regarde uniquement les résultats de l'essai sous vibrations forcées (considérés comme plus précis pour la mesure de l'amortissement), les valeurs de ξ se situent entre 0,7 % et 1,7 % pour les six modes mesurés (un mode vertical, trois modes de torsion et deux modes transversaux). Notons que les fréquences et les modes propres de la structure mesurés par les deux types d'essai sont très semblables alors que les taux d'amortissement élastique diffèrent. Ils sont, en moyenne, plus faibles lorsque mesurés par l'essai sous vibrations forcées. Rappelons que les taux d'amortissement mesurés in situ correspondent à l'amortissement de la structure lorsqu'elle évolue dans le domaine linéaire élastique.

Trois types de modèles numériques ont été réalisés à l'aide du logiciel Opensees. Le premier type est un modèle linéaire. Le second est un modèle non linéaire simplifié incluant les effets non linéaires des matériaux des poteaux de la pile. Le troisième est un modèle non linéaire complet comprenant les effets du sol, des culées, des appuis en élastomère confiné, du glissement des barres et la non linéarité des matériaux des poteaux. Les différents modèles ont été calibrés de façon à ce que les modes et fréquences propres obtenus numériquement correspondent à ceux obtenus lors de l'essai sous vibrations ambiantes. Ainsi, on peut dire que le modèle numérique représente correctement le comportement dynamique réel du pont.

Par la suite, trois méthodes d'analyse sismique ont été utilisées pour déterminer l'effet de l'amortissement élastique sur le pont à l'étude : la méthode unimodale linéaire, la méthode statique non linéaire et la méthode dynamique. Plusieurs paramètres ont été variés dans les analyses : la direction de la sollicitation, l'intensité sismique, le rapport d'élancement des poteaux de la pile, les facteurs de modification des spectres sismiques (pour les analyses statiques) et le taux d'amortissement visqueux élastique.

Les conclusions qui peuvent être tirées du travail effectué dans le cadre de ce projet de recherche sont les suivantes :

- Les essais sous vibrations ambiantes et sous vibrations forcées permettent tous deux de bien caractériser les modes et fréquences propres de la structure. Toutefois les valeurs d'amortissement obtenues par les deux types d'essais varient beaucoup. Les résultats de l'essai sous vibrations forcées sont considérés comme plus fiables. Les valeurs de l'amortissement élastique mesurées se situent autour de 1 % de l'amortissement critique.
 - La précontrainte semble augmenter la première fréquence de vibration des ponts dans la direction verticale en rigidifiant le tablier. Cela corrobore les résultats obtenus par Saiidi et al., 1994 [64].
 - La méthode unimodale linéaire a tendance à surestimer les déplacements et les efforts pour une même valeur de l'amortissement élastique alors que les méthodes statique non linéaire et dynamique donnent des résultats semblables.
 - La période de vibration fait varier l'effet qu'a l'amortissement sur la réponse sismique (l'effet est plus important pour les périodes courtes) alors que l'intensité sismique ne semble pas importer.
 - Les facteurs de correction proposés par Atkinson et Pierre pour obtenir des spectres de design sismique pour des valeurs du taux d'amortissement inférieures à 5 % semblent être plus adéquats et surtout plus conservateurs que ceux proposés par l'Eurocode 8, qui tendent à sous-estimer les accélérations spectrales, du moins pour les courtes périodes.
 - Le choix du taux d'amortissement visqueux élastique utilisé dans les analyses sismiques des ponts peut avoir une influence importante sur les déplacements maximums de la réponse. En effet, selon les résultats des analyses dynamiques utilisant le modèle simplifié, ces derniers peuvent être sous-estimés de 30 % à 65 % en moyenne en considérant un amortissement de 5 % quand on sait qu'une valeur réaliste se-
-

rait plutôt de 1 %. En outre, en raison de la grande dispersion des résultats des analyses dynamiques, l'augmentation maximale (et non moyenne) des déplacements (entre $\xi=5\%$ et $\xi=1\%$) peut atteindre 100 % dans certains cas. La relation entre la réduction de l'amortissement et l'augmentation des déplacements maximums serait polynomiale de second degré. Même si les déplacements restent assez faibles en valeurs absolues, cette augmentation des déplacements peut faire en sorte que le pont ne respecte plus les critères de performance auxquels il devait se soumettre en cas de séisme.

- Pour la présente étude de cas, le choix du taux d'amortissement visqueux élastique n'a pas une grande influence sur les efforts dans les poteaux de la pile une fois que ces derniers sont plastifiés, étant donné que l'écroutissement n'est pas très important. Cette conclusion pourrait toutefois ne pas être valide pour d'autres structures.
- Si on ajoute au modèle numérique la dissipation d'énergie dans le sol, le comportement des culées, des appuis en élastomère et le glissement des barres à la pile, l'effet de l'amortissement élastique sur la réponse (l'augmentation des déplacements relatifs tablier-fondation) est amoindri. Pour la présente étude de cas, les déplacements maximums relatifs peuvent tout de même augmenter de 20 à 45 % dans la direction transversale si on considère $\xi = 1\%$ au lieu de $\xi = 5\%$. Dans la direction longitudinale, le même phénomène survient. Par contre, lorsque le tablier heurte les culées, aucune tendance quant à l'effet de l'amortissement ne peut être observée.
- La méthode unimodale linéaire n'est pas nécessairement assez conservatrice pour absorber l'erreur entraînée par l'utilisation d'un taux d'amortissement trop élevé dans les analyses, surtout pour des systèmes fortement plastifiés et ayant une période de vibration courte. Pour ces cas, les déplacements maximums obtenus par la méthode dynamique utilisant le modèle simplifié et $\xi = 1\%$ dépassent ceux obtenus par la méthode unimodale linéaire utilisant $\xi = 5\%$.

En résumé, l'amortissement élastique a un effet important sur les résultats des analyses sismiques et il importe de prendre en compte une valeur réaliste de ce paramètre dans les calculs pour fournir une ductilité adéquate à la structure et pour respecter le niveau de performance visé lors du dimensionnement.

Finalement, il importe de préciser que les résultats de cette étude ne sont pas applicables pour toutes les structures, toutes les régions ou tous les séismes. L'effet de l'amortissement sur la réponse sismique peut varier beaucoup en fonction de la structure elle-même, de la distance du séisme, de sa magnitude, de son contenu fréquentiel et de sa durée.

Ainsi, les types de tremblements de terre qui contribuent à l'aléa sismique dans une région particulière influencent l'effet de l'amortissement visqueux élastique sur la réponse dynamique [4].

7.2 Recommandations

Le travail présenté dans cette recherche pourrait être étendu et creusé sous plusieurs aspects. D'abord, il serait intéressant d'effectuer des essais de lâcher ou des essais sous vibrations forcées qui comparent l'amortissement obtenu à divers niveaux d'excitation pour tenter de mieux caractériser l'effet de la force d'excitation sur le taux d'amortissement élastique mesuré.

Puis, des essais de vibrations pourraient être effectués à répétition sur la même structure pendant plusieurs années afin de déterminer comment varie le taux d'amortissement élastique lorsqu'une structure se dégrade avec le temps.

Ensuite, les analyses effectuées dans cette recherche pourraient être étendues à d'autres types de structures (dont des structures où les modes supérieurs sont importants, par exemple) afin de déterminer si les effets de l'amortissement élastique identifiés ici sont les mêmes. Effectuer une quantité plus importante d'analyses pour valider l'influence de la période de vibration et de l'intensité sismique pourrait également être intéressant.

Finalement, des analyses considérant plusieurs types de sols ou d'appuis pourraient être effectuées pour déterminer plus précisément leur impact sur l'effet qu'a l'amortissement élastique sur la réponse dynamique.

LISTE DES RÉFÉRENCES

- [1] Andersen, P., Brincker, R., Peeters, B., DeRoeck, G., Hermans, L. et Kramer, C. (1999). Comparison of system identification methods using ambient bridge test data. Dans *Proceedings of the 17th International Modal Analysis Conference*. Society for Experimental Mechanics, Kissimmee, FL, USA, p. 1035–1041.
- [2] Applied Technology Council (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building Buildings* (Rapport technique 40). Applied Technology Council.
- [3] Atkinson, G. M. (2009). Earthquake time histories compatible with the 2005 National Building Code of Canada uniform hazard spectrum. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 36, numéro 6, p. 991–1000.
- [4] Atkinson, G. M. et Pierre, J.-R. (2004). Ground-motion response spectra in Eastern North America for different critical damping values. *Seismological Research Letters*, volume 75, numéro 4, p. 541–545.
- [5] Aviram, A., R Mackie, K. et Stojadinovic, B. (2008). Effect of abutment modeling on the seismic response of bridge structures. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, volume 7, numéro 4, p. 395–402.
- [6] Bagheri, M. et Mahmoud, M. (2010). Performance-based design in earthquake engineering. Dans *Proc. of the 5th National Congress on Civil Engineering*.
- [7] Bertero, V. V. (1995). *Tri-service manual methods, dans Vision 2000* (Rapport technique). Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA.
- [8] Billing, J. R. (1984). Dynamic loading and testing of bridges in Ontario. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 11, numéro 4, p. 833–843.
- [9] Brincker, R., Ventura, C. et Andersen, P. (2001). Damping estimation by frequency domain decomposition. Dans *Proceedings of the 19th International Modal Analysis Conference*. Society for Experimental Mechanics, Kissimmee, FL, United states, p. 698–703.
- [10] British Standards Institution (2004). *Eurocode 8 Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures*. London, England.
- [11] California Department of Transportation (2010). *Seismic Design Criteria* (Rapport technique). California, 160 p.
- [12] Canadian Standards Association (2006). *CAN CSA S6-06 Canadian Highway Bridge Design Code*. Mississauga, Canada, 788 p.
- [13] Cardone, D., Dolce, M. et Rivelli, M. (2009). Evaluation of reduction factors for high-damping design response spectra. *Bulletin of Earthquake Engineering*, volume 7, numéro 1, p. 273–291.

-
- [14] Casarotti, C. et Pinho, R. (2007). An adaptive capacity spectrum method for assessment of bridges subjected to earthquake action. *Bulletin of Earthquake Engineering*, volume 5, numéro 3, p. 377–390.
- [15] Charney, F. (2008). Unintended consequences of modeling damping in structures. *Journal of Structural Engineering*, volume 134, numéro 4, p. 581–592.
- [16] Chopra, A. K. et Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, volume 31, p. 561–582.
- [17] Chopra, A. K. et Lin, Y.-Y. (2003). An improved capacity spectrum method for ATC-40. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, volume 32, numéro 13, p. 2013–2026.
- [18] Clough, R. et Penzien, J. (1975). *Dynamics of structures*. McGraw-Hill, Berkeley, CA, 634 p.
- [19] Conseil national de recherches du Canada (2010). *Code national du bâtiment du Canada*. Montréal, Canada, 2035 p.
- [20] Cunha, A. et Caetano, E. (2006). Experimental modal analysis of civil engineering structures. *Sound and Vibration*, volume 40, numéro 6, p. 12–20.
- [21] Cunha, A., Caetano, E. et Delgado, R. (2001). Dynamic tests on large cable-stayed bridge. *Journal of Bridge Engineering*, volume 6, numéro 1, p. 54–62.
- [22] DallAsta, A. et Dezi, L. (1996). Discussion of Prestress Force Effect on Vibration Frequency of Concrete Bridges by M. Saiidi, B. Douglas, and S. Feng. *Journal of Structural Engineering*, volume 122, numéro 4, p. 458–458.
- [23] De Luca, F., Vamvatsikos, D. et Iervolino, I. (2011). Near-Optimal Bilinear Fit of Capacity Curves for Equivalent SDOF Analysis. Dans *Proc. of the 3rd ECCOMAS Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*.
- [24] Desgagné, G. (2012). Évolution de la conception des ponts au Québec. Présentation Power-Point.
- [25] Dwairi, H. et Kowalsky, M. (2006). Implementation of inelastic displacement patterns in direct displacement-based design of continuous bridge structures. *Earthquake Spectra*, volume 22, numéro 3, p. 631–662.
- [26] Dwairi, H. M., Kowalsky, M. J. et Nau, J. M. (2007). Equivalent damping in support of direct displacement-based design. *Journal of Earthquake Engineering*, volume 11, numéro 4, p. 512–530.
- [27] eFunda Inc. (2012). *SDOF systems : free vibration with viscous damping*. http://www.efunda.com/formulae/vibrations/sdof_free_damped.cfm (page consultée le 3 décembre 2012).
-

-
- [28] Elnashai, A. S. (2001). Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications. *Structural Engineering and Mechanics*, volume 12, numéro 1, p. 51–69.
 - [29] Fajfar, P. (1992). Equivalent ductility factors, taking into account low-cycle fatigue. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, volume 21, numéro 10, p. 837–848.
 - [30] Fajfar, P. (1999). Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, volume 28, numéro 9, p. 979–993.
 - [31] Federal Emergency Management Agency (1997). *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings* (Rapport technique 273-274).
 - [32] Federal Emergency Management Agency (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures* (Rapport technique 440).
 - [33] GOODCO Z-TECH (2010). *Pot Bearings*. Montreal, Canada, 19 p.
 - [34] Grant, M., Blandon, C. et Priestley, M. (2005). *Modelling inelastic response in direct displacement-based design*. IUSS Press, Pavia, Italy, 104 p.
 - [35] Isakovic, T. et Fischinger, M. (2006). Higher modes in simplified inelastic seismic analysis of single column bent viaducts. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, volume 35, numéro 1, p. 95–114.
 - [36] Iwan, W. D. et Gates, N. C. (1979). Estimating earthquake response of simple hysteretic structures. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, volume 105, numéro 3, p. 391–405.
 - [37] Kadas, K. (2006). *Influence of Idealized Pushover Curves on Seismic Response*. Mémoire de maîtrise, Middle East Technical University, Ankara, Turkey, 320 p.
 - [38] Kowalsky, M. J., Priestley, M. J. N. et MacRae, G. A. (1994). *Displacement-based design, a methodology for seismic design applied to SDOF reinforced concrete structures* (Rapport technique SSRP-94/16). University of California, CA, USA.
 - [39] Krawinkler, H. (1995). New trends in seismic design methodology. Dans *Proceedings of the 10th Eur. Conf. Earthquake Eng.* Vienna, Balkema, Rotterdam, p. 821–830.
 - [40] Krawinkler, H. et Seneviratna, G. D. P. K. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, volume 20, numéro 4-6, p. 452–464.
 - [41] Lamarche, C.-P. (2005). *Étude expérimentale du comportement dynamique des bâtiments de faible hauteur en acier*. Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Canada, 188 p.
 - [42] Légeron, F. et Paultre, P. (2003). Uniaxial confinement model of normal and high-strength concrete columns. *Journal of Structural Engineering*, volume 129, numéro 2, p. 241–252.
-

-
- [43] Lin, Y.-Y. et Chang, K.-C. (2003). An improved capacity spectrum method for ATC-40. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, volume 32, numéro 13, p. 2013–2025.
- [44] Lin, Y.-Y., Chang, K.-C. et Wang, Y.-L. (2004). Comparison of displacement coefficient method and capacity spectrum method with experimental results of RC columns. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, volume 33, numéro 1, p. 35–48.
- [45] McKenna, F., Fenves, G. et Scott, M. (2000). Open system for earthquake engineering simulation. University of California, Berkeley, CA, USA.
- [46] McKenna, F., McGann, C., Arduino, P. et Harmon, J. A. (2012). Opensees laboratory. <http://nees.org/resources/572>.
- [47] Ministère des transports du Québec (2009). *Plan stratégique 2008-2012*. 30 p.
- [48] Morassi, A. et Tonon, S. (2008). Dynamic testing for structural identification of a bridge. *Journal of Bridge Engineering*, volume 13, numéro 6, p. 573–585.
- [49] Naeim, F. et Kircher, C. A. (2001). On the damping adjustment factors for earthquake response spectra. *Structural Design of Tall Buildings*, volume 10, numéro 5, p. 361–369.
- [50] Newmark, N. et Hall, W. (1973). *Seismic Design Criteria for Nuclear Reactor Facilities* (Rapport technique 46). National Bureau of Standards, US Department of Commerce, 895-912 p.
- [51] Newmark, N. et Hall, W. (1982). *Earthquake Spectra and Design*. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, CA, 103 p.
- [52] Park, Y. J., Ang, A. H.-S. et Wen, Y. (1984). *Seismic damage analysis and damage-limiting design of RC buildings* (Rapport technique 516). University of Illinois.
- [53] Pastor, M., Binda, M. et Harcarik, T. (2012). Modal assurance criterion. *Procedia Engineering*, volume 48, numéro 0, p. 543–548.
- [54] Paulay, T. et Priestley, M. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley and Sons, New-York, 768 p.
- [55] Paultre, P. (2005). *Dynamique des structures*, 1^{re} édition. Lavoisier, Paris, 702 p.
- [56] Peeters, B. et Ventura, C. (2003). Comparative study of modal analysis techniques for bridge dynamic characteristics. *Mechanical Systems and Signal Processing*, volume 17, numéro 5, p. 965–988.
- [57] Pinho, R., Casarotti, C. et Antoniou, S. (2007). A comparison of single-run pushover analysis techniques for seismic assessment of bridges. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, volume 36, numéro 10, p. 1347–1362.
- [58] Priestley, M. J. N. (2000). Performance based seismic design. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, volume 1, numéro 3, p. 325–346.
-

- [59] Priestley, M. J. N. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. IUSS Press, Pavia, 721 p.
 - [60] Priestley, M. J. N. et Seible, F. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*, 2^e édition. Wiley-IEEE, 686 p.
 - [61] Reinhorn, A. M. (1997). Inelastic analysis techniques in seismic evaluations. Dans *Seismic design methodologies for the next generation of codes*. Taylor and Francis Group, Balkema, Rotterdam, p. 277–287.
 - [62] Roy, N. (2006). *Réhabilitation parasismique performantielle des ponts avec des polymères renforcés de fibres de carbone*. Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Canada, 193 p.
 - [63] Roy, N., Paultre, P. et Proulx, J. (2010). Performance-based seismic retrofit of a bridge bent : Design and experimental validation. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 37, numéro 3, p. 367–379.
 - [64] Saiidi, M., Douglas, B. et Feng, S. (1994). Prestress force effect on vibration frequency of concrete bridges. *Journal of Structural Engineering*, volume 120, numéro 7, p. 2233–2241.
 - [65] Salane, H. et Baldwin, J. (1990). Identification of modal properties of bridges. *Journal of Structural Engineering*, volume 116, numéro 7, p. 2008–2021.
 - [66] Salawu, O. et Williams, C. (1995). Review of full-scale dynamic testing of bridge structures. *Engineering Structures*, volume 17, numéro 2, p. 113–121.
 - [67] Shibata, A. et Sozen, M. A. (1976). Substitute structure method for seismic design in R/C. *Journal of the Structural Division, ASCE*, volume 102, numéro 1, p. 1–18.
 - [68] Vecchio, F. J. et Collins, M. P. (1986). The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI Journal*, volume 83, numéro 2, p. 219–231.
 - [69] Vidic, T., Fajfar, P. et Fischinger, M. (1992). A procedure for determining consistent inelastic design spectra. Dans *Workshop on Nonlinear Seismic Analysis of RC Structures*. p. 9–32.
 - [70] Zhao, J. et Sritharan, S. (2007). Modeling of strain penetration effects in fiber-based analysis of reinforced concrete structures. *ACI Structural Journal*, volume 104, numéro 2, p. 133–141.
-